



Sérgio Miguel Seara Ferrão
Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Dimensionamento de um mastro metálico

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil - Perfil de Estruturas

Orientador: Professor Doutor João Rocha de Almeida,
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova
de Lisboa

Júri:

Presidente: Professor Doutor Armando Nunes Antão
Arguente: Professor Doutor Rodrigo de Moura Gonçalves
Vogal: Professor Doutor João Rocha de Almeida



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Setembro de 2012

“Copyright” Sérgio Miguel Seara Ferrão, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Gostaria de agradecer ao Professor João Rocha de Almeida, não só por todo o seu apoio e motivação, mas também por toda a disponibilidade demonstrada ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

Não poderia deixar de agradecer à Mariana, não só por todo o seu apoio, motivação e paciência demonstrados ao longo desta etapa da minha vida, como também pelas inúmeras revisões literárias.

Por último, não poderia deixar de agradecer a toda a minha família e amigos, e em especial à minha mãe, pelo apoio e motivação dados não só durante a realização da dissertação, mas ao longo de todo o meu percurso académico.

Resumo

Atendendo á crescente utilização de mastros metálicos em diversas áreas cruciais para o desenvolvimento económico e para o bem-estar social, e aos custos para a sociedade associados à falha ou colapso destas estruturas, torna-se essencial assegurar a sua fiabilidade e segurança. Tendo em conta que, neste tipo de estruturas, a acção do vento é preponderante e que o mesmo tem uma natureza aleatória, podendo apenas ser objecto de análise no campo estatístico, a quantificação correcta desta acção é essencial para o cálculo estrutural e, consequentemente, para a segurança da estrutura. Nesse sentido, a acção do vento foi assumida, neste trabalho, como sendo uma variável determinante, pelo que foi dedicado um capítulo à exploração dos conceitos associados ao efeito da mesma em mastros metálicos. Na presente dissertação, foram abordadas metodologias de cálculo para dimensionamento deste tipo de estruturas, quer ao nível da verificação de segurança das secções resistentes, quer ao nível das ligações e das fundações do mastro. Foi ainda introduzida, neste trabalho, uma abordagem prática ao tema, tendo sido a metodologia abordada aplicada a um exemplo concreto de um mastro metálico tubular de 40 metros. Para efeitos do seu dimensionamento, e no que diz respeito às classificações das classes das secções, foram consideradas duas normas distintas (EN 1993-1-1 e EN 50341-1). Tendo em consideração que, para cada norma, correspondem diferentes classes de secção, foram abordados dois métodos no dimensionamento do mastro metálico: um previsto na EN 1993-1-1, para secções de classes 1, 2 e 3, e outro previsto na norma EN 1993-1-6, para secções de classe 4. Para além de uma análise estática apresenta-se, nesta dissertação, uma análise dinâmica com base no espectro de *Davenport*.

Palavras-chave:

Mastros metálicos, acção do vento, dimensionamento.

Abstract

Due to the increasing use of steel masts in several areas crucial to the economic development and to the social well-being, and the costs to society associated with the failure or collapse of these structures, it is essential to ensure their reliability and safety. Taking into account that, in this type of structures, the wind action is predominant and has a random nature, being only accurately described through a statistic approach, its accurate quantification is essential for the structural design, and consequently for the safety of the structure. As the wind was assumed in this work as a key variable, a chapter was dedicated to the exploration of concepts associated with the wind effect on steel masts. In this dissertation, calculation methodologies for designing this type of structures were discussed, both in terms of resistance checking of the sections and in terms of mast connections and foundations. A practical approach to the subject was also introduced in this paper, being the methodology discussed applied to a real example of a 40 meters steel tubular mast. For the purposes of its design, and with respect to the ratings of section classes, two different standards (EN 1993-1-1 and EN 50341-1) were taken into account. Taking into consideration that each of the standards, yields different class section, two methods were discussed in the design of the steel mast: one prescribed in EN 1993-1-1, for sections of classes 1, 2 and 3, and another prescribed in EN 1993-1-6, for sections of class 4. In addition to a static analysis, a dynamic analysis based on the *Davenport* spectrum is presented in this dissertation.

Keywords:

Steel mast, wind action, design.

Índice de Matérias

Agradecimentos	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Índice de figuras	xiii
Índice de tabelas	xv
Lista de abreviaturas, siglas e símbolos	xix
1 Introdução.....	1
1.1 Motivação e enquadramento do tema.....	1
1.2 Objectivo.....	4
1.3 Metodologia	4
1.4 Organização da dissertação	4
2 Acção do vento.....	7
2.1 Noções básicas.....	7
2.2 Velocidade média do vento.....	9
2.3 Perfis de velocidades médias	10
2.3.1 Perfil logarítmico de velocidades	10
2.3.2 Perfil exponencial de velocidades	11
2.4 Turbulência do vento	11
2.4.1 Intensidade da turbulência.....	12
2.4.2 Função densidade de probabilidade.....	13
2.4.3 Velocidade das rajadas de vento e factor das rajadas	14
2.4.4 Espectros de potência das rajadas de vento	14
2.5 Comportamento aerodinâmico de corpos esbeltos	15
2.5.1 Parâmetros adimensionais	15
2.5.1.1 Número de <i>Reynolds</i>	16

2.5.1.2 Número de <i>Strouhal</i>	18
2.5.1.3 Número de <i>Scruton</i>	18
2.6 Coeficientes de força	19
2.7 Coeficientes de pressão	20
2.8 Respostas de estruturas à acção do vento	21
2.8.1 Resposta longitudinal	22
2.8.2 Resposta transversal	23
2.8.2.1 Desprendimento de vórtices	23
2.8.3 Resposta dinâmica	24
2.8.3.1 Factor de pico da resposta (<i>gust response factor</i>)	26
2.9 Fenómenos aeroelásticos	27
2.9.1 <i>Lock-in</i>	277
2.9.2 Ovalização da secção transversal	28
2.10 Acções mitigadoras	29
3 Análise de estruturas metálicas	31
3.1 Regulamentação	31
3.2 Caracterização mecânica do material	32
3.3 Bases de projecto	33
3.4 Tipos de análise de estruturas	34
3.4.1 Análise estática	34
3.4.2 Análise modal	36
3.4.3 Análise dinâmica	38
3.4.3.1 Resposta de um sistema de um grau de liberdade na direcção do vento	39
3.5 Classificação de secções	42
3.6 Dimensionamento à compressão segundo a norma EN 1991-1-1	44
3.7 Dimensionamento à flexão segundo a norma EN 1991-1-1	46
3.8 Dimensionamento ao esforço transversal segundo a norma EN 1991-1-1	47
3.9 Dimensionamento à flexão composta segundo a norma EN 1991-1-1	47
3.10 Interacção da flexão composta com o esforço transversal	49
3.11 Determinação da carga crítica	49
3.12 Dimensionamento para secções de classe 4 segundo a norma EN 50341-1	51
3.13 Dimensionamento segundo a norma EN 1993-1-6	51
3.13.1 Tensões meridionais	52
3.13.2 Tensões circunferenciais	54
3.13.3 Tensões tangenciais	54

3.13.4	Interacção das tensões meridionais, circunferenciais e tangenciais	55
3.14	Ligações	57
3.14.1	Ligação por encaixe	58
3.14.2	Ligação por flange aparafusada	60
3.14.3	Ligação à base	63
3.15	Fundações	65
4	Projecto de um mastro metálico	71
4.1	Introdução	71
4.2	Localização do mastro metálico	71
4.3	Caracterização da estrutura	72
4.4	Classificação das acções	73
4.4.1	Acções permanentes	73
4.4.2	Acções variáveis	73
4.5	Acção do vento	73
4.5.1	Velocidade média do vento	73
4.5.2	Pressão do vento	75
4.5.3	Coeficiente de força	78
4.5.4	Coeficiente estrutural	80
4.5.4.1	Método do Anexo B	81
4.5.4.2	Método do Anexo C	84
4.5.5	Força do vento	86
4.5.6	Desprendimento de vórtices	87
4.5.7	Ovalização de secções devida a partilha de vórtices	90
4.5.8	Método de <i>Zar e Chu</i>	92
4.6	Combinações de acções	94
4.6.1	Combinações de acções para os ELU	94
4.6.2	Combinações de acções para os ELUt	95
4.7	Classes de secções	95
4.8	Análise modal	96
4.9	Esforços de dimensionamento	98
4.10	Verificação aos ELU	103
4.10.1	Verificação aos ELU de acordo com a norma EN 1993-1-6	103
4.10.2	Determinação da carga crítica	111
4.10.3	Verificação aos ELU de acordo com a norma EN 1993-1-1	112
4.11	Verificação aos ELUt	114
4.12	Ligações	115
4.12.1	Ligações por encaixe	115

4.12.2 Ligações por flanges aparafusadas.....	116
4.13 Fundações.....	119
5 Considerações finais e desenvolvimentos futuros	123
5.1 Considerações finais.....	123
5.2 Desenvolvimentos futuros.....	125
Bibliografia.....	127
Anexo	131

Índice de Figuras

1.1 Torre meteorológica.....	2
1.2 Mastro de telecomunicações.....	2
1.3 Mastro de suporte de linhas eléctricas	2
1.4 Mastro de iluminação.....	2
1.5 Torre árvore	3
2.1 Registo da velocidade do vento para 3 alturas distintas num mastro situado na Austrália.....	8
2.2 Variação da velocidade do vento ao longo do tempo	9
2.3 Registo da velocidade do vento em altura	11
2.4 Espectro reduzido de potência da flutuação longitudinal da velocidade do vento segundo <i>Davenport</i>	15
2.5 Escoamento em torno de um cilindro para $Re < 5$	16
2.6 Escoamento em torno de um cilindro para $5 < Re < 40$	16
2.7 Escoamento em torno de um cilindro para $40 < Re < 150$	17
2.8 Escoamento em torno de um cilindro para $150 < Re < 3 \cdot 10^5$	17
2.9 Escoamento em torno de um cilindro para $3 \cdot 10^5 < Re < 3,5 \cdot 10^6$	17
2.10 Escoamento em torno de um cilindro para $Re > 3,5 \cdot 10^6$	17
2.11 Forças de interacção do escoamento-estrutura em torno de um corpo	19
2.12 Variação do coeficiente de arraste em função do número de <i>Reynolds</i>	20
2.13 Variação do coeficiente de arraste em função do número de <i>Reynolds</i> para cilindros com diferentes tipos de rugosidades	20
2.14 Distribuição de pressões num cilindro circular de duas dimensões em regime subcrítico e em regime supercrítico	21
2.15 Distribuição de pressões num cilindro circular para diferentes relações altura/diâmetro	21
2.16 Deslocamentos horizontais do topo ao longo do tempo para estruturas de diferentes formatos.....	22

2.17 Desprendimento de vórtices num cilindro circular.....	23
2.18 Variação do número de <i>Strouhal</i> em função do número de <i>Reynolds</i>	24
2.19 Espectro de resposta de uma estrutura com uma componente ressonante significativa.	24
2.20 Resposta de uma estrutura de secção circular para diferentes valores de amortecimento estrutural	25
2.21 Influência da variação da secção nas oscilações	26
2.22 Caracterização do fenómeno de <i>lock-in</i>	28
2.23 Distorção das secções por ovalização.....	28
2.24 Pressões devidas ao vento em torno de mastros de secção circular	29
2.25 Dispositivos aerodinâmicos para suspensão de vórtices	30
3.1 Representação esquemática de um diagrama carga/deslocamento efectuado para uma análise de primeira e de segunda ordem.....	36
3.2 Mastros com dois tipos de inércia variável	38
3.3 Aproximação espectral (domínio da frequência) para determinação da resposta dinâmica de uma estrutura sob acção do vento	38
3.4 Esquema de um sistema de um grau de liberdade sujeito a uma solicitação dinâmica	39
3.5 Função de admitância aerodinâmica – medições à escala e expressão matemática aproximada	41
3.6 Diagrama de momento e curva momento-curvatura para secções de classe 1	42
3.7 Diagrama de momento e curva momento-curvatura para secções de classe 2	42
3.8 Diagrama de momento e curva momento-curvatura para secções de classe 3	43
3.9 Diagrama de momento e curva momento-curvatura para secções de classe 4	43
3.10 Curvas momento-curvatura para as diversas classes de secção preconizadas pelo EC3	43
3.11 Factor de redução ρ	51
3.12 Pressão do vento na casca do mastro.....	55
3.13 Ligação por encaixe ou <i>slip-joint</i>	58
3.14 Esquema das forças existentes numa ligação por encaixe ou <i>slip-joint</i>	58
3.15 Ligação por flange aparafusada.....	60
3.16 Ligação do mastro à base	63
3.17 Tipos de ancoragem e respectivo comprimento	65
3.18 Diagrama do factor de segurança	67
3.19 Esquema da estrutura e do maciço de fundação	67
3.20 Esquema de forças no fundo da fundação.	69
4.1 Diagrama de velocidades.....	75

4.2 Coeficiente de força para cilindros circulares.de bases circular sem livre escoamento em torno das extremidades.....	78
4.3 Valores indicativos do coeficiente de extremidade em função do índice de cheios e da esbelteza efectiva.....	79
4.4 Variação dos coeficientes C_c e $K_{a,max}$ em função do número de <i>Reynolds</i>	88
4.5 Configuração da estrutura para os 3 primeiros modos de vibração	96
4.6 Esquema da zona de ligação.	115

Índice de Tabelas

2.1 Classificação dos regimes de escoamento bidimensional.....	18
3.1 Valores nominais da tensão de cedência e da tensão de rotura de aços correntes.....	32
3.2 Relações máximas diâmetro-espessura em secções tubulares	44
3.3 Factores de imperfeição para as curvas de encurvadura	45
3.4 Curvas de encurvadura para secções circulares tubulares	46
3.5 Factores de interacção k_{ij} segundo o método 2 da norma EN 1993-1-1.....	49
3.6 Valores de p para diferentes tipos de mastros.....	50
3.7 Valores do parâmetro C_x para diferentes comprimentos de casca.	54
3.8 Valores da tensão crítica circunferencial para diferentes comprimentos de casca.....	55
3.9 Valores do parâmetro C_t para diferentes comprimentos de casca.	56
3.10 Valores de k_l e do comprimento de encaixe para diferentes tipos de secções.....	59
3.11 Momentos flectores com utilização de <i>gussets</i>	62
3.12 Características dos diferentes tipos de terreno.....	66
3.13 Valores do momento de encastramento e momento de base para diferentes formatos de fundação.....	70
4.1 Diâmetros e espessuras para cada troço do mastro	72
4.2 Valores de referência da velocidade média do vento para diferentes zonas do país.....	74
4.3 Categoria e parâmetros do terreno	75
4.4 Coeficiente de rugosidade, velocidade média, intensidade de turbulência, pressão e velocidade de rajada do vento para o troço 1 do mastro.	76
4.5 Coeficiente de rugosidade, velocidade média, intensidade de turbulência, pressão e velocidade de rajada do vento para o troço 2 do mastro.	76

4.6 Coeficiente de rugosidade, velocidade média, intensidade de turbulência, pressão e velocidade de rajada do vento para o troço 3 do mastro.....	77
4.7 Coeficiente de rugosidade, velocidade média, intensidade de turbulência, pressão e velocidade de rajada do vento para o troço 4 do mastro.....	77
4.8 Rugosidades superficiais equivalentes	79
4.9 Valores de esbelteza recomendados	79
4.10 Coeficientes de força para os troços do mastro	80
4.11 Resultados do método do Anexo B da norma EN-1991-1-4 do coeficiente estrutural.....	84
4.12 Resultados do método do Anexo B da norma EN-1991-1-4 do coeficiente estrutural, considerando $B^2=1$	84
4.13 Resultados do método do Anexo C da norma EN-1991-1-4 do coeficiente estrutural.....	85
4.14 Resultados do método do Anexo C da norma EN-1991-1-4 do coeficiente estrutural, considerando $B^2=1$	85
4.15 Força do vento a actuar no mastro.....	86
4.16 Coeficientes para determinação do efeito de desprendimento de vórtices	88
4.17 Deslocamento máximo do mastro na direcção transversal do vento.....	89
4.18 Forças devido ao desprendimento de vórtices no mastro	89
4.19 Verificação do fenómeno de ovalização de secções para o mastro	91
4.20 Verificação dos fenómenos de libertação de vórtices e de ovalização de secções para o mastro segundo <i>Zar</i> e <i>Chu</i>	93
4.21 Valores de cálculo das acções	94
4.22 Definição das classes de confiança	94
4.23 Coeficientes ψ em relação à acção do vento	95
4.24 Classes de secção para os diferentes troços do mastro	95
4.25 Frequências e períodos para os respectivos modos de vibração.....	97
4.26 Frequência fundamental da estrutura e o período correspondente para diferentes métodos de cálculo	97
4.27 Esforços actuantes no mastro para análises de 1ª e 2ª ordem.....	98
4.28 Esforços actuantes no mastro com base no espectro de <i>Davenport</i>	99
4.29 Esforços de dimensionamento do mastro	100
4.30 Tensões meridionais, circunferenciais e tangenciais actuantes no troço 1....	101
4.31 Tensões meridionais, circunferenciais e tangenciais actuantes no troço 2....	101
4.32 Tensões meridionais, circunferenciais e tangenciais actuantes no troço 3....	102
4.33 Tensões meridionais, circunferenciais e tangenciais actuantes no troço 4....	102
4.34 Tensões meridionais resistentes para o troço 1 do mastro	103

4.35 Tensões meridionais resistentes para o troço 2 do mastro	104
4.36 Tensões meridionais resistentes para o troço 3 do mastro	104
4.37 Tensões meridionais resistentes para o troço 4 do mastro	105
4.38 Tensões circunferenciais resistentes para o troço 1 do mastro	105
4.39 Tensões circunferenciais resistentes para o troço 2 do mastro	106
4.40 Tensões circunferenciais resistentes para o troço 3 do mastro	106
4.41 Tensões circunferenciais resistentes para o troço 4 do mastro	107
4.42 Tensões tangenciais resistentes para o troço 1 do mastro	107
4.43 Tensões tangenciais resistentes para o troço 2 do mastro	108
4.44 Tensões tangenciais resistentes para o troço 3 do mastro	108
4.45 Tensões tangenciais resistentes para o troço 4 do mastro	109
4.46 Verificação aos ELU do troço 1 do mastro.....	109
4.47 Verificação aos ELU do troço 2 do mastro.....	110
4.48 Verificação aos ELU do troço 3 do mastro.....	110
4.49 Verificação aos ELU do troço 4 do mastro.....	111
4.50 Esbelteza e factor de redução do mastro	111
4.51 Verificação de segurança através do método de <i>Mendera</i>	112
4.52 Verificação aos ELU com e sem encurvadura para o troço 1 do mastro de acordo com a norma EN 1993-1-1	112
4.53 Verificação aos ELU com e sem encurvadura para o troço 2 do mastro de acordo com a norma EN 1993-1-1	113
4.54 Verificação aos ELU com e sem encurvadura para o troço 3 do mastro de acordo com a norma EN 1993-1-1	113
4.55 Verificação aos ELU com e sem encurvadura para o troço 4 do mastro de acordo com a norma EN 1993-1-1	114
4.56 Verificação aos ELU _t do mastro.....	114
4.57 Comprimento de sobreposição.....	115
4.58 Comprimentos e diâmetros de cada troço para cada ligação por encaixe.....	116
4.59 Características da ligação e esforços de dimensionamento	116
4.60 Características dos parafusos usados em cada ligação.....	116
4.61 Verificação aos ELU de cada ligação aparafusada	117
4.62 Espessura da flange para cada ligação aparafusada sem <i>gussets</i>	117
4.63 Espessura da flange para cada ligação aparafusada com <i>gussets</i>	117
4.64 Verificação ao esmagamento para ligações com e sem <i>gussets</i>	118
4.65 Verificação ao punçoamento para ligações com e sem <i>gussets</i>	118
4.66 Propriedades geométricas da flange.....	118
4.67 Área de aço mínima de modo a resistir à flexão composta.....	119

4.68 Área de aço mínima por parafuso de modo a verificar a segurança à tracção, ao corte e à interacção entre os esforços de tracção e de corte.....	119
4.69 Resistência do betão C20/25	119
4.70 Dimensões da sapata e verificação de segurança para os diferentes tipos de solo	120
4.71 Comprimentos necessários para cada tipo de ancoragem	120

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

Abreviaturas

- EC3 - Eurocódigo 3

Siglas

- CEN - Centro Europeu de Normalização
- ELU - Estados limites últimos
- ELUt - Estados limites de utilização
- FCT - Faculdade de Ciências e Tecnologia
- SAP2000 - *Structural Analysis Program*

Símbolos

- a_L - amplitude dinâmica normalizada
- A - área da secção
- A_{ref} - área de referência
- A_s - área de aço
- A_v - área de corte da secção
- b - largura da secção
- B - componente de fundo
- B^2 - coeficiente de resposta quase-estática

- $B_{p,Rd}$ - valor de cálculo da resistência ao punçoamento do parafuso e da porca
- c - constante de amortecimento
- c_f - coeficiente de força
- $c_{f,0}$ - coeficiente de força para cilindros
- c_{lat} - coeficiente de força lateral
- $c_r(z)$ - coeficiente de rugosidade
- $c_s c_d$ - coeficiente estrutural
- $c_o(z)$ - coeficiente de orografia
- C - constante de amortecimento, índice de compressibilidade do solo
- C_b - índice de compressibilidade do fundo da escavação
- C_c - constante aerodinâmica
- C_D - coeficientes de arraste
- C_F - coeficiente de força
- C_L - coeficientes de sustentação
- C_M - coeficientes de momento
- C_{mi} - factor equivalente de momento uniforme
- C_p - coeficiente de pressão
- C_t - índice de compressibilidade à profundidade t
- C_y - índice de compressibilidade
- C_x - parâmetro
- C_θ - factor de encurvadura da pressão externa para cilindros médios
- $C_{\theta s}$ - factor de encurvadura da pressão externa para cilindros pequenos
- d_m - menor diâmetro médio da cabeça do parafuso ou da porca
- d_0 - diâmetro do furo
- d_{nom} - diâmetro nominal do parafuso
- D - diâmetro
- D_b - diâmetro da base
- D_e - diâmetro efectivo
- $D_{encaixe}$ - diâmetro inferior por encaixe
- D_{flange} - diâmetro da flange
- D_{inf} - diâmetro inferior
- D_j - diâmetro do mastro na zona de encaixe
- $D_{parafuso}$ - diâmetro da zona fictícia que passa no centro do furo
- D_{perfil} - diâmetro do perfil

- $D_{ligacao}$ - diâmetro superior da ligação por encaixe
- D_{sup} - diâmetro superior
- D_t - diâmetro do topo
- $D(t)$ - acção dinâmica
- \bar{D} - força de arraste média
- e_{0d} - amplitude das imperfeições iniciais
- e_l - distância de um furo à extremidade de uma placa
- E - módulo de elasticidade
- E_d - efeitos das acções de dimensionamento
- f_{cd} - valor de cálculo da tensão de rotura à compressão
- f_{ck} - valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias
- f_{ctm} - valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples
- $f_L(z, n)$ - frequência adimensional
- f_u - tensão de rotura
- f_{ub} - tensão de rotura à tracção do parafuso
- f_{yk} - tensão de cedência
- $f_u(u)$ - função densidade de probabilidade
- $F(t)$ - força aerodinâmica
- $F_{a,Rd}$ - força de aderência
- $F_{B,Rd}$ - força de esmagamento resistente
- $F_{t,Ed}$ - força de tracção actuante no parafuso
- $F_{t,Rd}$ - força de tracção resistente do parafuso
- $F_{v,Ed}$ - força de corte actuante no parafuso
- $F_{v,Rd}$ - força de corte resistente do parafuso
- F_w - força devido ao efeito do vento
- g - valor máximo do factor de pico; aceleração da gravidade
- G - factor de pico da resposta; módulo de distorção; acção permanente; resultante de forças verticais
- h - altura
- H_e - altura efectiva
- $H(n)$ - função de admitância mecânica
- i - raio de giração da secção
- I - inércia
- I_e - inércia equivalente
- I_u - intensidade da turbulência na direcção longitudinal

- I_v - intensidade da turbulência na direcção transversal
- I_z - intensidade da turbulência na direcção vertical
- k_i - parâmetro de interacção de encurvadura
- K_{ij} - factores de interacção
- k_x - parâmetro de interacção de encurvadura
- k_θ - parâmetro de interacção de encurvadura
- K - matriz de rigidez
- K_a - amortecimento dinâmico
- K_p - factor de pico
- K_r - factor de rugosidade
- K_w - coeficiente de comprimento de correlação
- l - raio exterior da flange menos o raio da secção
- L - comprimento da estrutura
- L_b - comprimento de ancoragem
- L_{cr} - comprimento de encurvadura
- L_j - comprimento de sobreposição
- $L(z)$ - escala de turbulência
- m - massa da estrutura
- m_e - massa equivalente da estrutura
- M - matriz de massa
- M_b - momento de base
- M_{dst} - momento derrubante
- M_{Ed} - momento de dimensionamento
- $M_{Ed,chapa}$ - momento flector na chapa
- $M_{Ed,I}$ - momento de 1ª ordem
- $M_{Ed,II}$ - momento de 2ª ordem
- M_{el} - momento elástico
- $M_{el,Rd}$ - momento elástico resistente
- M_{est} - momento estabilizador
- $M_{c,Rd}$ - momento resistente
- $M_{pl,Rd}$ - momento plástico resistente
- $M_{N,y,Rd}$ - momento plástico reduzido em torno de y

- $M_{N,z,Rd}$ - momento plástico reduzido em torno de z
- M_s - momento de encastramento
- ΔM - acréscimo de momento flector
- N_{Ed} - esforço axial de compressão actuante
- N_{cr} - carga crítica
- $N_{b,Rd}$ - esforço axial resistente à encurvadura por flexão
- $N_{c,Rd}$ - esforço axial resistente das secções
- N_{Rk} - valor característico do esforço axial resistente
- n - número de parafusos
- n_s - frequência de um par de vórtices
- n_l - frequência fundamental da estrutura
- $n_{l,0}$ - frequência de ovalização da estrutura
- p - pressão num ponto do fluido
- p_0 - pressão no escoamento
- $P_{betão}$ - peso da fundação
- P_{cr} - carga crítica da estrutura
- P_{solo} - peso do solo solidário com o movimento da fundação
- P_{total} - peso total
- q_{cr} - pressão do vento à velocidade crítica
- q_{eq} - pressão equivalente do vento
- q_p - pressão do vento
- Q - valores de qualidade de fabrico do aço; acção variável
- r - raio da secção
- r_b - distância do centro da secção ao eixo do parafuso
- r_p - raio da secção
- R - componente ressonante; reacção na parede da fundação
- R^2 - coeficiente de resposta em ressonância
- R_b - função de admitância aerodinâmica
- R_d - valor das acções resistentes

- Re - número de *Reynolds*
- R_h - função de admitância aerodinâmica
- s - factor de segurança
- $S_L(z,n)$ - função densidade espectral de potência adimensional
- S_c - número de *Scuton*
- S_t - número de *Strouhal*
- $S_u(n)$ - função do espectro de potência do vento
- t - espessura; profundidade da fundação
- t_b - espessura da base
- t_t - espessura do topo
- T - período
- u_s - peso da casca por metro quadrado
- \bar{U} - velocidade média do vento
- $u(t)$ - parcela flutuante da velocidade do vento devida às rajadas
- $U(t)$ - velocidade instantânea do vento
- \bar{U}_{10} - velocidade à cota de 10m
- u_* - velocidade de fricção
- ω - comprimento adimensional da casca
- v_b - valor de referência da velocidade média do vento
- v_{crit} - velocidade crítica do vento
- v_m - velocidade média do vento
- $v_{ov,crit}$ - velocidade crítica de ovalização
- v_r - velocidade da rajada de vento
- V_{cr} - velocidade crítica do vento
- $V_{c,Rd}$ - esforço transversal resistente
- V_{Ed} - esforço transversal actuante
- $V_{pl,Rd}$ - esforço transversal plástico resistente
- W_{el} - módulo elástico de flexão
- W_{pl} - módulo plástico de flexão
- x - vector de deslocamentos
- \dot{x} - vector de velocidades

- \ddot{x} - vector de acelerações
- $x'(t)$ - deslocamento flutuante
- \bar{X} - deslocamento médio
- $y_{F,max}$ - deslocamento máximo
- $X(t)$ - deslocamento
- z - altura acima do solo
- $z_{0,II}$ - comprimento de rugosidade correspondente ao terreno do tipo II
- z_{min} - altura mínima a considerar para cada tipo de terreno
- z_0 - altura característica de rugosidade da superfície
- α - coeficiente de dilatação térmica; factor de imperfeição
- α_x - factor de redução da imperfeição elástica meridional
- α_θ - factor de redução da imperfeição elástica circunferencial
- α_τ - factor de redução da imperfeição elástica tangencial
- β - factor de interacção plástico de encurvadura; ângulo da cunha do solo
- γ - peso volúmico do solo
- γ_c - coeficiente de segurança
- γ_G - coeficiente de majoração de acções permanentes
- γ_{Mi} - coeficientes parciais de segurança
- γ_Q - coeficiente de majoração de acções variáveis
- δ_a - coeficiente de amortecimento logarítmico aerodinâmico
- δ_d - coeficiente de amortecimento logarítmico devido a equipamentos
- δ_s - coeficiente de amortecimento logarítmico estrutural
- Δw_k - amplitude de imperfeição
- ε_y - extensão correspondente à tensão de cedência
- ε_u - extensão correspondente à tensão de rotura
- ξ - coeficiente de amortecimento
- η - expoente de interacção de encurvadura
- λ - esbelteza efectiva
- $\bar{\lambda}$ - esbelteza adimensional
- $\bar{\lambda}_p$ - esbelteza relativa plástica limite
- λ_θ - esbelteza meridional

- $\lambda_{\theta 0}$ - limite de esbelteza circunferencial
- λ_{x0} - limite de esbelteza meridional
- λ_x - esbelteza meridional
- μ - atrito
- ρ - densidade do ar; factor de redução; massa volúmica
- σ_{adm} - tensão admissível no solo
- $\sigma_{eq,Ed}$ - tensão equivalente actuante
- $\sigma_{eq,Rd}$ - tensão equivalente resistente
- σ_t - tensão na zona de encaixe
- σ_u - desvio padrão na direcção longitudinal
- σ_v - desvio padrão na direcção transversal
- σ_y - desvio padrao do deslocamento
- $\sigma_{x,Ed}$ - tensão meridional actuante
- $\sigma_{x,Rcr}$ - tensão crítica meridional
- $\sigma_{x,Rd}$ - tensão meridional resistente
- σ_z - desvio padrão na direcção vertical
- $\sigma_{\theta,Ed}$ - tensão circunferencial actuante
- $\sigma_{\theta,Rcr}$ - tensão crítica circunferencial
- $\sigma_{\theta,Rd}$ - tensão circunferencial resistente
- τ_0 - força de fricção por unidade de área exercida pela superfície de escoamento
- τ_{Ed} - tensão tangencial
- Φ - vector representativo da configuração deformada da estrutura
- ϕ - ângulo de fase; imperfeição geométrica equivalente de uma estrutura
- $\phi_1(z)$ - modo fundamental de flexão
- χ - factor de redução para o modo de encurvadura
- χ_{LT} - factor de redução para a encurvadura lateral
- $\chi^2(n)$ - função de admitância
- $\psi(x)$ - modo de vibração generalizado do mastro
- ψ_i - coeficiente de combinação para a acção variável

- ψ_λ - coeficiente de redução para esbelteza finita
- ν - coeficiente de *Poisson*
- γ - viscosidade cinemática do fluido; frequência efectiva da resposta
- ω - vector representativo da frequência de vibração da estrutura

Capítulo 1

Introdução

1.1 Motivação e enquadramento do tema

Nas últimas décadas, tem-se assistido a um acentuado desenvolvimento de novas tecnologias, que se traduz em importantes ganhos financeiros, ambientais e organizacionais, e que resulta em profundas alterações quer ao nível dos processos construtivos quer ao nível das infraestruturas [1].

As inovações na área das Tecnologias da Informação e da Comunicação levaram ao rápido desenvolvimento de sectores como as telecomunicações, nomeadamente no que respeita ao crescimento exponencial da utilização de serviços telefónicos móveis e de serviços meteorológicos [1].

As telecomunicações têm actuado como um mecanismo redutor das desigualdades sociais e regionais e, tal como também acontece com os serviços meteorológicos, são fundamentais ao desenvolvimento económico. As aplicações quer das telecomunicações quer dos serviços meteorológicos são cada vez mais vastas. Se, por um lado, os benefícios das telecomunicações são notórios em sectores chave como a educação, a saúde e os serviços de emergência, a par de áreas de negócio de âmbito exclusivamente privado, por outro, os serviços meteorológicos têm uma importância cada vez maior no que concerne à defesa de vidas e bens, ao bem-estar dos cidadãos e ao desenvolvimento das actividades socioeconómicas, sendo cruciais em áreas como a produção agrícola, a aeronáutica, o transporte marítimo, o turismo e a produção energética.

O desenvolvimento tecnológico registado em sectores como as telecomunicações e os serviços meteorológicos tem, por sua vez, criado novas exigências ao nível das infra-estruturas. Neste contexto, tornou-se estratégica a utilização de mastros metálicos tubulares circulares e tubulares poligonais, normalmente de inércia variável, enquanto meios capazes de suportar uma variedade de antenas e equipamentos de transmissão, assim como de sistemas de recolha de dados

meteorológicos. Estas estruturas têm sido ainda frequentemente utilizadas como suporte de linhas eléctricas e torres de iluminação.



Figura 1.1- Torre meteorológica.



Figura 1.2-Mastro de telecomunicações.



Figura 1.3- Mastro de suporte de linhas eléctricas.



Figura 1.4- Mastro de iluminação.

A necessidade de preservar o meio ambiente dos impactos originados pela instalação das estruturas compostas pelo mastro e outros componentes tecnológicos (antenas, geradores, transmissores, etc.), tem sido largamente debatida nos últimos tempos. A modificação da paisagem e a produção de ruídos por parte da infra-estrutura, a par da possibilidade de a mesma vir a afectar o meio ambiente e a população a uma radiação de ondas electromagnéticas, são as preocupações mais reiteradas. Existe, inclusive, uma corrente de opinião que defende que todas as linhas de transmissão deveriam ser enterradas no chão, apesar das enormes implicações orçamentais associadas [1]. No que respeita ao impacto visual dos mastros, necessários em ambientes urbanos e suburbanos, muitos defendem que talvez a melhor solução seja a utilização das torres árvore. Neste caso, a torre é construída a partir de aço tubular e camuflada, de forma a parecer-se com uma árvore e a destoar o menos possível do meio envolvente. A resolução do problema consistirá, em qualquer dos casos, em tentar chegar a um equilíbrio que possibilite minimizar os impactos ambientais, mas também fornecer os serviços desejados.



Figura 1.5- Torre árvore.

Os mastros, devido à sua altura, são estruturas esbeltas e flexíveis, e, consequentemente, sensíveis à excitação dinâmica proporcionada pela turbulência do vento. Neste tipo de estruturas muito expostas ao vento, a quantificação correcta desta acção é essencial para o cálculo estrutural e, consequentemente, para a segurança da estrutura. A natureza aleatória, dinâmica e flutuante do vento implica também uma complexidade adicional no que concerne à análise estrutural. A resposta dinâmica de mastros à acção do vento exhibe, frequentemente, características significativamente diferentes e é geralmente mais gravosa do que a resposta estática. Os mastros necessitam de especial atenção e cuidado na sua análise e dimensionamento, comparativamente com outras estruturas convencionais, pelas seguintes razões [1]:

- A acção condicionante para o seu dimensionamento é a acção do vento, que apenas pode ser descrita satisfatoriamente em termos estatísticos;
- A acção do vento actua em praticamente todos os elementos que constituem estas estruturas, os quais apresentam pouca, ou mesmo nenhuma, capacidade de redistribuição;
- Os mastros apresentam baixo amortecimento estrutural;
- Por razões económicas e funcionais, relativas à sua própria natureza, os mastros são estruturas leves, apresentando elevada esbelteza e grande flexibilidade;
- As frequências fundamentais destes mastros encontram-se geralmente no pico do espectro do vento, pelo que a resposta da estrutura é, de uma forma geral, largamente amplificada comparativamente com outras estruturas convencionais.

Tendo em conta o custo para a sociedade de uma falha ou colapso de um mastro, no que concerne aos custos económicos e riscos de segurança que lhe estão associados (e que frequentemente são bastante superiores ao custo da estrutura em si), torna-se primordial assegurar a fiabilidade e a segurança do desempenho do mastro.

1.2 Objectivo

O principal objectivo da presente dissertação consiste em abordar a metodologia de cálculo para o dimensionamento de um mastro metálico, apresentando, um exemplo de cálculo para um mastro tubular metálico com 40 metros de altura, a ser utilizado para efeitos de recolha de dados meteorológicos.

1.3 Metodologia

Através de consulta a literatura especializada, foram abordados os conceitos teóricos relativos especificamente à acção do vento e ao dimensionamento deste tipo de estruturas, tanto ao nível de verificação de segurança das secções resistentes, como ao nível das ligações e das fundações do mastro.

No que respeita ao exemplo de cálculo apresentado, para efeitos de obtenção dos esforços de dimensionamento, recorreu-se ao programa de cálculo automático SAP2000. De acordo com os conceitos anteriormente abordados, esses mesmos esforços de dimensionamento foram posteriormente tratados em folhas de cálculo automático, de modo a permitir efectuar as respectivas verificações de segurança.

1.4 Organização da Dissertação

A presente dissertação encontra-se dividida em 5 capítulos distintos.

O capítulo inicial corresponde à Introdução, na qual se pretende clarificar as motivações que levaram à escolha do tema e proceder ao seu enquadramento. Neste capítulo, é ainda identificado o principal objectivo da presente dissertação, assim como é descrita a metodologia aplicada e, por fim, é apresentada uma breve descrição da estrutura da dissertação.

No segundo capítulo, são abordados os conceitos teóricos associados ao efeito da acção do vento em mastros metálicos.

No Capítulo 3 são apresentadas metodologias de cálculo para dimensionamento de mastros metálicos, não só ao nível de verificação de segurança das secções resistentes, mas também no que respeita às ligações e às fundações do mastro.

No Capítulo 4, procede-se ao dimensionamento de um mastro tubular metálico de 40 metros, tendo por base as metodologias apresentadas no Capítulo 3.

No quinto e último capítulo, apresentam-se as considerações finais relativas ao trabalho desenvolvido e propostos desenvolvimentos futuros no âmbito do tema em estudo.

Capítulo 2

Acção do vento

2.1 Noções Básicas

O vento, ou seja, o movimento do ar à superfície terrestre, é produzido por forças geradas pelas diferenças de pressões na atmosfera e pelo movimento de rotação da Terra. De facto, quando as massas de ar quente sobem na atmosfera geram zonas de baixa pressão junto à superfície terrestre. Consequentemente, massas de ar frio deslocam-se para essas zonas de baixa pressão, originando o vento. Como as regiões tropicais e equatoriais são mais aquecidas do que as regiões polares, o ar quente que se encontra nas baixas altitudes das regiões tropicais tende a subir, sendo substituído por uma massa de ar frio proveniente das regiões polares. O deslocamento de massas de ar determina a formação dos ventos [2].

Pode considerar-se que o movimento do ar na superfície terrestre é condicionado por três forças [2]:

- Força gerada por gradiente de pressão (variação de pressão por unidade de comprimento);
- Força de fricção;
- Força de *Coriolis*.

A força gerada por gradiente de pressão deve-se às diferenças de pressões na atmosfera, que fazem o ar deslocar-se das zonas de alta pressão para as zonas de baixa pressão. Estas forças afectam a velocidade do vento, pois se o gradiente de pressão aumentar a velocidade de escoamento também aumenta.

Por sua vez, a força de fricção surge da interacção entre uma massa de ar em movimento e a rugosidade do terreno, gerando forças de atrito que dificultam o escoamento. O efeito desta força varia com a altura, quanto mais próximo da superfície terrestre, maior será o seu efeito. O fluxo

de ar não é constante junto da superfície terrestre, ocorrendo variações da velocidade das rajadas de vento. A região influenciada pelas forças de fricção tem o nome de camada limite atmosférica [11].

Já a força de *Coriolis* surge devido ao movimento de rotação da Terra. Esta força é nula no Equador, no hemisfério norte actua no sentido directo (dos ponteiros do relógio) e no hemisfério sul actua no sentido inverso (contrário aos ponteiros do relógio) [11].

Na superfície terrestre, o escoamento do ar pode considerar-se laminar para pequenos espaços de tempo. Nesse sentido, a velocidade do vento é proporcional ao gradiente de pressões atmosféricas locais e pode ser denominada de velocidade gradiente [3].

A Figura 2.1 ilustra os registos da velocidade do vento para três alturas distintas, num mastro situado no sul da Austrália.

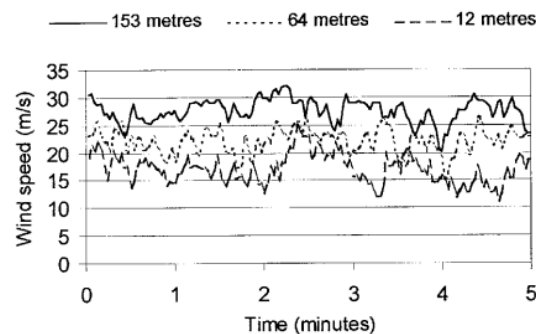


Figura 2.1 – Registo da velocidade do vento para três alturas distintas num mastro [4].

Estes registos possibilitam ilustrar as principais características do fluxo do vento na camada limite atmosférica [4]:

- A velocidade média do vento aumenta com a altura;
- A natureza turbulenta do vento para todas as alturas;
- Existência de uma ampla gama de frequências nas rajadas de vento;
- Existência de semelhanças entre os padrões das rajadas para todas as alturas.

A natureza turbulenta do vento deve-se ao atrito causado pela superfície terrestre, fazendo com que a velocidade do vento sofra flutuações permanentes, variando de um modo complexo e aleatório no espaço e no tempo. Consequentemente, deve ser descrita em termos estatísticos. A

velocidade instantânea do vento num dado local é descrita como a soma da velocidade média e da parcela flutuante devido às rajadas. [3].

$$U(t) = \bar{U} + u(t) \quad (2.1)$$

onde \bar{U} é a velocidade média e $u(t)$ é a componente flutuante da velocidade do vento (devido às rajadas).

2.2 Velocidade média do vento

A velocidade média \bar{U} , é obtida através da equação [3]:

$$\bar{U} = \frac{1}{T} \int U(t) dt \quad (2.2)$$

onde $U(t)$ é a velocidade instantânea do vento e T o período de tempo em análise.

Como se pode observar na Figura 2.2, a velocidade é definida por variações aleatórias em torno do seu valor médio. O registo da velocidade média obtido não é único, dependendo do intervalo de tempo em que a mesma é contabilizada. Quanto maior o intervalo de tempo em análise, menor será a velocidade média obtida. Por outro lado, intervalos de tempo menores podem conduzir a velocidades médias superiores, uma vez que o intervalo de tempo em análise pode ser dominado pelo efeito de uma rajada [3].

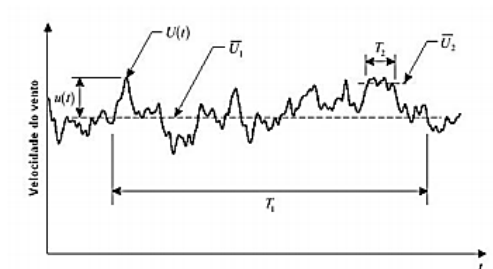


Figura 2.2 – Variação da velocidade do vento ao longo do tempo [3].

2.3 Perfil de velocidades médias

A velocidade do vento não é constante ao longo da altura, aumentando com a mesma. A rugosidade do terreno influencia a intensidade com que esta variação ocorre. Quanto maior for a rugosidade do terreno, menor será a intensidade da velocidade média do vento, uma vez que o atrito será maior [3].

De entre as diversas expressões matemáticas propostas para modelar o perfil de velocidades do vento na camada limite atmosférica, destacam-se o perfil logarítmico e o perfil exponencial [4], descritos em seguida.

2.3.1 Perfil logarítmico de velocidades

A variação da velocidade média do vento varia em função de [4]:

- Altura acima do solo z ;
- Força de fricção por unidade de área exercida pela superfície de escoamento, τ_0 ;
- Densidade do ar, ρ .

Para alturas próximas da superfície pode desprezar-se a força de *Coriolis* (provocada pela rotação da Terra). Assim, combinando a velocidade média com as variáveis acima referidas, é possível obter uma tensão de corte do vento adimensional igual a:

$$\frac{\partial \bar{U}}{\partial z} z \sqrt{\frac{\rho}{\tau_0}} \quad (2.3)$$

Nesta expressão, $\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$ é designado por velocidade de fricção u_* .

Assim, pode afirmar-se que:

$$\frac{\partial \bar{U}}{\partial z} \frac{z}{u_*} = \text{constante} = \frac{1}{k} \quad (2.4)$$

Integrando, vem:

$$\bar{U}(z) = \frac{1}{k} u_* \ln \frac{z}{z_0} \quad (2.5)$$

A Equação 2.5 traduz uma variação logarítmica da velocidade do vento com a altura z . Nesta equação, k é a chamada constante de *von Karman* geralmente considerada como igual a 0,4 [4] e z_0 o comprimento de rugosidade.

2.3.2 Perfil exponencial de velocidades

Outra expressão matemática para representar o perfil de velocidades médias do vento é a lei da potência. Esta lei permite uma fácil integração ao longo da altura, e é dada por:

$$\bar{U}(z) = \bar{U}_{10} \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha \quad (2.6)$$

onde α varia com a rugosidade do solo e \bar{U}_{10} é a velocidade média à cota de 10m.

2.4 Turbulência do vento

A velocidade do vento não é constante no tempo nem em altura. No tempo, esta variação deve-se ao carácter turbulento do escoamento. Em altura a variação deve-se ao atrito existente na superfície terrestre, como se pode observar na Figura 2.3.

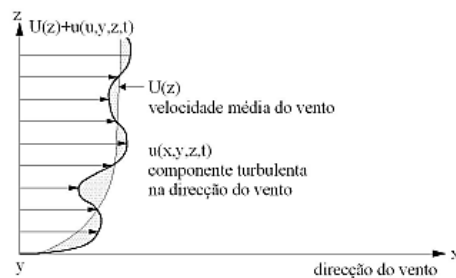


Figura 2.3 – Registo da velocidade do vento em altura [5].

A irregularidade das flutuações de velocidade não permite um tratamento determinístico, obrigando a recorrer a conceitos estatísticos. O nível geral da turbulência na velocidade do vento pode ser quantificado pelo seu desvio padrão ou pela sua raiz quadrática média. Se se subtrair ao perfil de velocidades a sua velocidade média, será possível quantificar os desvios de velocidades

relativamente a esse valor médio. A fórmula para o cálculo do desvio padrão toma assim a seguinte forma [4]:

$$\sigma_u = \sqrt{\frac{1}{t} \int_0^t (U(t) - \bar{U})^2 dt} \quad (2.7)$$

2.4.1 Intensidade da turbulência

A turbulência é constituída por três componentes: longitudinal, lateral e vertical. A componente longitudinal tem a direcção predominante do vento e designa-se por $u(t)$, a lateral é ortogonal à componente longitudinal e representa-se por $v(t)$ e a componente vertical é designada por $w(t)$. A intensidade da turbulência é uma medida da amplitude das flutuações de velocidade que ocorrem no escoamento do vento, sendo dada pelo quociente do desvio padrão da velocidade do vento para cada componente flutuante e o seu valor médio. Desta forma, definem-se as intensidades de turbulência para as direcções longitudinal, transversal e vertical [4]:

$$I_u = \frac{\sigma_u}{\bar{U}} \quad (2.8)$$

$$I_v = \frac{\sigma_v}{\bar{U}} \quad (2.9)$$

$$I_w = \frac{\sigma_w}{\bar{U}} \quad (2.10)$$

De acordo com medições experimentais, verificou-se que, em geral, o desvio padrão σ_u é aproximadamente igual a $2,5.u_*$ [4]. Desta forma, admitindo-se uma relação logarítmica, pode definir-se a intensidade da turbulência longitudinal pela seguinte equação:

$$I_u = \frac{2,5.u_*}{(u_* / 0,4) \ln(z / z_0)} = \frac{1}{\ln(z / z_0)} \quad (2.11)$$

Através desta equação, constata-se que a intensidade da turbulência longitudinal é função apenas da altura ao solo, z , e do comprimento da rugosidade do terreno, z_0 .

2.4.2 Função densidade de probabilidade

A função densidade de probabilidade fornece, para um dado intervalo de tempo, a probabilidade de qualquer velocidade vento ocorrer. Segundo diversos autores, as componentes da velocidade na camada limite seguem aproximadamente uma função densidade de probabilidade de acordo com a distribuição de *Gauss*, dada pela equação [4]:

$$f_u(u) = \frac{1}{\sqrt{2.\pi}.\sigma_u} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{u-\bar{U}}{\sigma_u}\right)^2} \quad (2.12)$$

Esta função é definida pelo valor médio e pelo desvio padrão da velocidade do vento. Conhecendo estas grandezas, é possível estimar a probabilidade de ocorrência de qualquer velocidade do vento.

2.4.3 Velocidade das rajadas de vento e factor das rajadas

Em vários códigos de dimensionamento, é utilizado um pico de velocidade das rajadas para efeitos de dimensionamento da acção do vento. Sendo o vento um fenómeno aleatório, o pico da rajada durante um dado período de tempo é em si mesmo uma variável aleatória. Assumindo que o vento longitudinal tem uma probabilidade de distribuição *Gaussiana*, o pico da rajada expectável, \hat{U} , é dado aproximadamente pela seguinte equação [4]:

$$\hat{U} = \bar{U} + g.\sigma_u \quad (2.13)$$

onde g é o factor de pico.

É assim possível obter para vários terrenos um perfil de pico de rajada com altura. Note-se, contudo, que as rajadas não ocorrem simultaneamente em todas as alturas, e que tal perfil representa os máximos de uma rajada de vento com a altura.

O factor de rajada, G , é razão entre a velocidade máxima da rajada durante um período de tempo e a velocidade média do vento.

$$G = \frac{\hat{U}}{\bar{U}} \quad (2.14)$$

2.4.4 Espectros de potência das rajadas de vento

A função densidade de probabilidade permite avaliar a magnitude da velocidade do vento, mas não permite concluir se esta varia mais ou menos lentamente com o tempo. Os espectros de potência do vento permitem descrever a distribuição da turbulência em função da frequência.

$$\sigma_u^2 = \int_0^{\infty} S_u(n) dn \quad (2.15)$$

Onde $S_u(n)$ é a função de densidade espectral de $u(t)$.

A área envolvida pela curva representativa do espectro de potência representa a energia contida pelo vento, ou seja, a análise do espectro de potência indica as frequências da acção do vento que possuem uma maior quantidade de energia. De entre as muitas equações matemáticas para definição do espectro de potência, destaca-se a proposta por *Davenport* [6], apresentada em seguida. *Davenport* foi dos primeiros autores a estabelecer uma expressão matemática para representar o espectro de potência do vento. A sua proposta baseia-se em medições da velocidade do vento para várias alturas acima do solo. Geralmente, a frequência e as funções de densidade espectral são apresentadas na forma adimensional.

$$n_* = n \cdot \frac{z}{\bar{U}_z} \quad (2.16)$$

$$S_*(n_*) = n \frac{S_u(n)}{u_*^2} \quad (2.17)$$

Onde n_* é a frequência adimensional, n é a frequência em Hz, z é altura de medição acima do nível médio do mar em metros, \bar{U}_z é a velocidade média em 1 hora na altura z em m/s, $S_*(n_*)$ é a função adimensional de densidade espectral de energia, $S_u(n)$ é a função de densidade espectral da velocidade flutuante do vento em $(m^2/s^2)/Hz$ e u_* é a velocidade de fricção em m/s [34].

Davenport propõe uma função de densidade espectral reduzida das flutuações longitudinais da velocidade do vento definida por:

$$n \frac{S_u(n)}{u_*^2} = \frac{4x^2}{(1+x^2)^{4/3}} \quad (2.18)$$

Onde x é uma variável adimensional dada por:

$$x = \left(\frac{1200n}{U_{10}} \right) \quad (2.19)$$

A representação gráfica do espectro de potência da flutuação longitudinal da velocidade do vento pode ser observada na Figura 2.4.

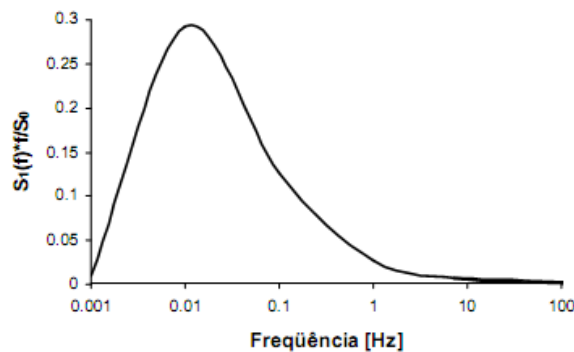


Figura 2.4- Espectro reduzido de potência da flutuação longitudinal da velocidade do vento segundo Davenport [6]

2.5 Comportamento aerodinâmico de corpos esbeltos

Quando um corpo está sujeito a um escoamento surgem pressões na sua face (forças aerodinâmicas). Podem distinguir-se dois tipos de escoamentos: escoamentos laminares e escoamentos turbulentos. Os escoamentos laminares são aqueles nos quais o fluido se desloca em camadas, ou lâminas. São escoamentos com características bem determinadas, regulares e “bem comportados”. Nos escoamentos turbulentos, as partículas de ar apresentam um movimento caótico, ou seja, a velocidade apresenta componentes transversais ao movimento geral do conjunto do fluido.

2.5.1 Parâmetros adimensionais

Vários parâmetros adimensionais são fundamentais para a compreensão do escoamento e para a realização de ensaios em modelo reduzido, permitindo estabelecer critérios de semelhança. Relativamente ao vento, destacam-se os números de *Reynolds*, de *Strouhal* e de *Scruton* [4].

2.5.1.1 Número de *Reynolds*

Quando uma quantidade de ar em movimento encontra um obstáculo, procura contorná-lo. Esta interacção do vento com a estrutura é comandada essencialmente por efeitos relacionados com a viscosidade. Tais efeitos podem ser descritos por um parâmetro não-dimensional denominado número de *Reynolds*, que descreve a importância relativa das forças de inércia e das forças viscosas, e é dado por:

$$Re = \frac{U \cdot b}{\nu} \quad (2.20)$$

onde b é o diâmetro da secção transversal, U é a velocidade do escoamento e ν a viscosidade cinemática do ar.

A importância do número de *Reynolds* deve-se ao facto de o mesmo permitir avaliar o tipo de escoamento, isto é, se se trata de um escoamento laminar ou turbulento. Quanto mais reduzido for o número de *Reynolds* mais estável será o escoamento e, conseqüentemente, mais se aproximará de um regime laminar. Pelo contrário, quanto mais elevado for o número de *Reynolds*, mais se aproximará de um regime turbulento. Para corpos com superfícies curvas, a camada limite da interacção do escoamento com a estrutura é muito mais dependente das forças viscosas do que no caso de estruturas de superfície não curvas. Sendo o número de *Reynolds* a razão entre as forças de inércia e as forças viscosas, então, para velocidades muito baixas ($Re < 5$), o escoamento em torno do cilindro tem comportamento laminar, é simétrico e estável, não ocorrendo o fenómeno de separação, como se ilustra na Figura 2.5.

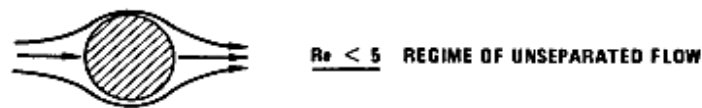


Figura 2.5 - Escoamento em torno de um cilindro para $Re < 5$ [7].

Para valores de 5 a $15 < Re < 40$, o fluido separa-se, formando um par de vórtices com uma configuração instável. O escoamento mantém a condição de simetria, como ilustra a Figura 2.6.

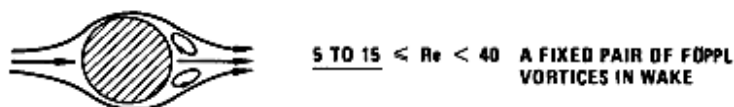


Figura 2.6- Escoamento em torno de um cilindro para 5 a $15 < Re < 40$ [7].

Para valores de $40 < Re < 150$, desenvolvem-se vórtices alternados chamados de vórtices de *von Karman*, como se pode observar na Figura 2.7.

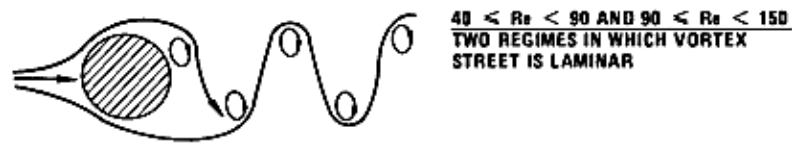


Figura 2.7- Escoamento em torno de um cilindro para $40 < Re < 150$ [7].

Para valores de Re entre 150 e 300 , há uma transição para esteira turbulenta. De 300 a 3.10^5 , a esteira é completamente turbulenta. Este é o regime subcrítico. Para tais valores de Re , os vórtices desprendem-se numa frequência bem definida, conforme ilustrado na Figura 2.8.

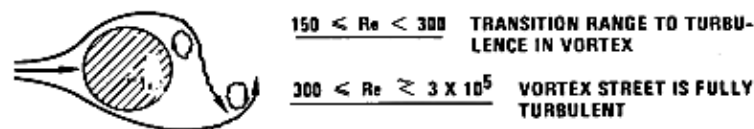


Figura 2.8- Escoamento em torno de um cilindro para $150 < Re < 3,5.10^5$ [7].

Para $3.10^5 \leq Re \leq 3,5.10^6$, o ponto de separação do fluido move-se para trás e a esteira torna-se desorganizada, como se pode observar na Figura 2.9.

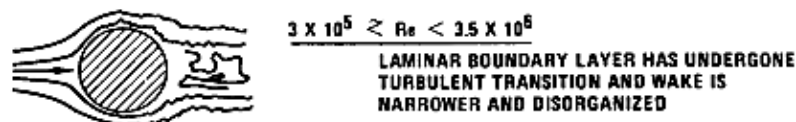


Figura 2.9- Escoamento em torno de um cilindro para $3,5.10^5 \leq Re \leq 3,5.10^6$ [7].

Para $Re \geq 3,5.10^6$, já em regime supercrítico, reaparecem os vórtices de *von Karman* na esteira turbulenta, conforme ilustrado na Figura 2.10.

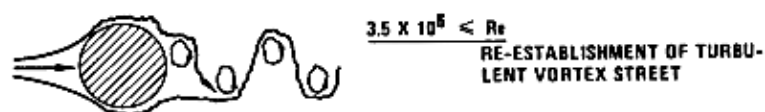


Figura 2.10- Escoamento em torno de um cilindro para $Re \geq 3,5.10^6$ [7].

Existem diferentes classificações para os regimes de escoamento. A Tabela 2.1 resume as variações do número de *Reynolds* para cada regime de escoamento [7].

Tabela 2.1- Classificação dos regimes de escoamento bidimensional [7].

<i>Regime</i>	<i>Re</i>
Subcrítico	$300 < Re < 2 \cdot 10^5$
Crítico	$2 \cdot 10^5 < Re < 5 \cdot 10^5$
Supercrítico	$5 \cdot 10^5 < Re < 4 \cdot 10^6$
Hipercrítico	$Re > 3 \cdot 10^6$

2.5.1.2 Número de *Strouhal*

O número de *Strouhal* é um parâmetro adimensional importante para analisar a libertação de vórtices por corpos imersos num escoamento e depende da geometria da estrutura e do número de *Reynolds*. Este parâmetro representa a relação entre a largura do corpo b e a largura percorrida por uma partícula de fluido, e é definido por:

$$St = \frac{n_s b}{\bar{U}} \quad (2.21)$$

onde \bar{U} é a velocidade média, n_s é a frequência do desprendimento de vórtices e b o diâmetro da secção transversal.

2.5.1.3 Número de *Scruton*

O número de *Scruton* fornece uma medida da propensão que uma determinada estrutura tem para sofrer fortes vibrações ou fenómenos de instabilidade induzidos pelo vento, e é definido pela equação:

$$Sc = \frac{2 \cdot \delta \cdot m_e}{\rho \cdot b^2} \quad (2.22)$$

onde m_e é a massa equivalente da estrutura, b é o diâmetro da secção transversal, δ é o coeficiente de amortecimento estrutural e ρ a densidade do ar.

2.6 Coeficientes de Força

Quando um determinado escoamento atravessa um obstáculo geram-se pressões e, consequentemente, forças nesse obstáculo. No projecto estrutural, as pressões do vento são utilizadas como base de cálculo através da equação de *Bernoulli* [4]:

$$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot U^2 \quad (2.23)$$

Na aerodinâmica, essas forças são habitualmente divididas em três parcelas:

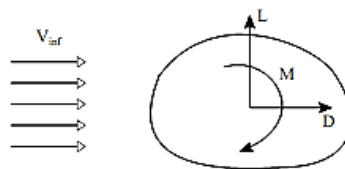


Figura 2.11- Forças de interacção do escoamento-estrutura em torno de um corpo [8].

A parcela D corresponde às forças na direcção do escoamento, denominadas forças de arraste. A parcela L corresponde às forças na direcção transversal do escoamento, designadas de forças de sustentação. O desvio destas forças em relação ao centro de torção da secção produz um momento na estrutura que corresponde à parcela M da Figura 2.11. As forças num determinado corpo são geralmente quantificadas através de coeficientes adimensionais, denominados coeficientes de força. O coeficiente de força é definido por:

$$C_F = \frac{F}{\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot U^2 \cdot A} \quad (2.24)$$

Onde F é a força aerodinâmica total e A é a área da superfície frontal projectada.

De acordo com a convenção das forças definidas num corpo atravessado pelo escoamento, são definidos os coeficientes de arraste (C_D), sustentação (C_L) e de momento (C_M). O coeficiente de arraste é altamente dependente do número de *Reynolds*, como se ilustra na Figura 2.12.

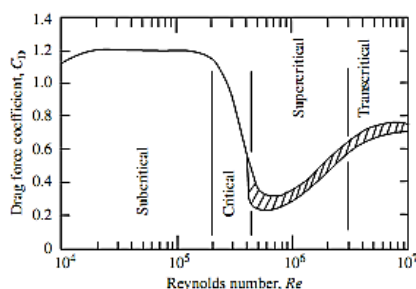


Figura 2.12- Variação do coeficiente de arraste em função do número de *Reynolds* [4].

Convém destacar a drástica redução do valor do coeficiente de arraste quando o escoamento transita de laminar para turbulento, ou seja, quando o escoamento entra na região crítica. Outro factor muito importante na definição do perfil da curva de variação do coeficiente de arraste é a rugosidade relativa da superfície do cilindro. Uma rugosidade relativa elevada faz com que a transição de escoamento laminar para turbulento ocorra para números de *Reynolds* mais reduzidos, como é ilustrado na Figura 2.13.

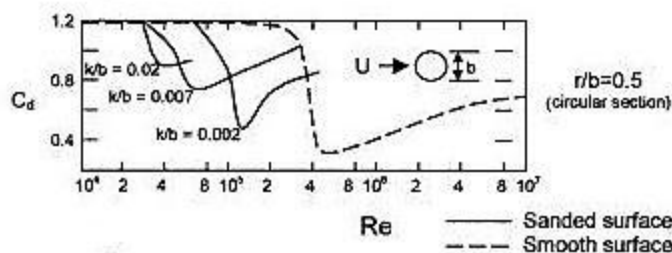


Figura 2.13- Variação do coeficiente de arraste em função do número de *Reynolds* para cilindros com diferentes tipos de rugosidade [4].

2.7 Coeficientes de Pressão

Os coeficientes de pressão são definidos para uma superfície particular da construção e permitem determinar as pressões sobre essa superfície. O coeficiente de pressão pode ser definido como:

$$C_p = \frac{p - p_0}{\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot U^2} \quad (2.25)$$

Onde p é a pressão num ponto do fluido e p_0 a pressão no escoamento não perturbado.

Os coeficientes de pressão permitem obter, para uma determinada superfície, o valor da pressão a actuar perpendicularmente a essa superfície devido ao escoamento do vento. Para se obter a pressão total nessa superfície é necessário considerar também a pressão actuante na face oposta da

superfície, tomando em conta o coeficiente de pressão interior. A Figura 2.14 mostra como varia o coeficiente de pressão em cilindros circulares.

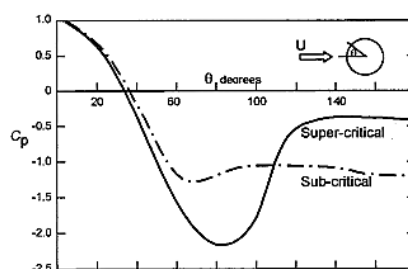


Figura 2.14 – Distribuição de pressões num cilindro circular de duas dimensões para um regime subcrítico e para um regime supercrítico [4].

Outro factor com importância na variação do coeficiente de pressão é a relação entre a altura e o diâmetro do cilindro circular. Como se pode observar na Figura 2.15, quanto mais elevada é a relação altura-diâmetro, mais elevados são os valores (em módulo) do coeficiente de pressão.

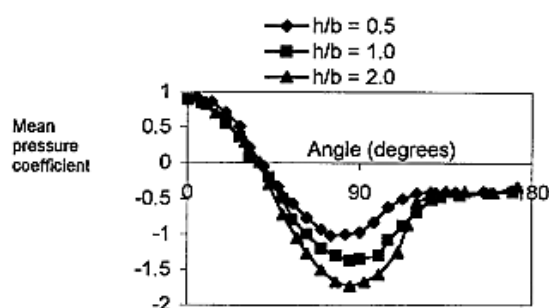


Figura 2.15- Distribuição de pressões num cilindro circular para diferentes relações (altura/diâmetro) [4].

2.8 Respostas de estruturas à acção do vento

O carregamento induzido pelo vento não é estático, flutua constantemente. Pode acontecer que estruturas mais flexíveis entrem em ressonância, dando origem a respostas dinâmicas superiores às produzidas pelos seus efeitos estáticos. Estruturas altas e flexíveis, como o é caso dos mastros, terão maior propensão do que estruturas baixas e rígidas para entrar em ressonância. Consequentemente, a componente dinâmica pode ser muito relevante, devendo ser devidamente analisada. Através de estudos de *Davenport* (1967) e *Vickery* (1966) [3], sabe-se que a resposta aerodinâmica da maioria das estruturas resulta quase inteiramente da acção da componente longitudinal da turbulência do vento sobreposta à sua velocidade média. *Davenport* realizou ainda

um estudo para saber qual a forma de secção ideal a usar para o caso de estruturas altas. Foram ensaiadas seis estruturas de altura e propriedades dinâmicas idênticas mas com seis secções de diferentes formatos. Como se pode observar na Figura 2.16, a secção menos susceptível a deslocamentos horizontais é a secção circular [4].

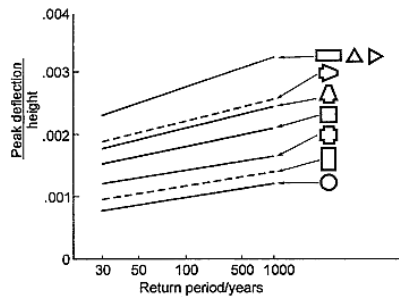


Figura 2.16- Deslocamentos horizontais do topo ao longo do tempo para estruturas de diferentes formas [4].

2.8.1 Resposta Longitudinal

A resposta na direcção longitudinal do vento deve-se essencialmente ao carácter turbulento do escoamento [3]. Ainda que a resposta possa englobar efeitos de interacção entre o escoamento e a estrutura, os efeitos desta acção têm sido estudados assumindo-se a hipótese que as pressões dependem fundamentalmente da velocidade do vento. Com base neste princípio, a força aerodinâmica $F(t)$, é dada por:

$$F(t) = \frac{1}{2} \rho C_D A (\bar{U} + u(t))^2 \quad (2.26)$$

Onde C_D é o coeficiente de arraste, A é a área da superfície frontal projectada e ρ a densidade do ar.

A influência da turbulência no que diz respeito ao carregamento de uma estrutura está fortemente relacionada com a relação entre o tamanho da estrutura e o tamanho dos turbilhões do vento. Turbilhões de pequenas dimensões geram forças de alta frequência e baixa intensidade, com pouca influência na estrutura. Em contrapartida, turbilhões que envolvam toda a estrutura geram forças de baixa frequência e podem ser prejudiciais para a mesma. Outro factor que é determinante na resposta da estrutura é a sua frequência natural. Estruturas com frequências naturais iguais ou inferiores a 1 Hz, em particular as fracamente amortecidas, podem apresentar uma importante resposta flutuante na direcção do vento [3].

2.8.2 Resposta Transversal

A resposta transversal de estruturas apresenta um comportamento bastante mais complexo do que a resposta longitudinal. Embora não existam métodos analíticos consensualmente adoptados no cálculo deste tipo de resposta, sabe-se que o desprendimento de vórtices é a principal causa das vibrações transversais [3].

2.8.2.1 Desprendimento de vórtices

As vibrações induzidas pelo desprendimento de vórtices ocorrem quando estes são desprendidos alternadamente, desde lados opostos da estrutura, originando uma carga flutuante perpendicular à direcção do escoamento. Estes vórtices são designados por vórtices de *von Karman*.



Figura 2.17- Desprendimento de vórtices num cilindro circular [9].

O desprendimento de vórtices alternados gera sobre a estrutura forças laterais periódicas com a mesma frequência do que a frequência do desprendimento de vórtices. A amplitude de vibração não é idêntica para todas as formas de secções transversais. Secções que tenham cantos vivos estão sujeitas a excitações mais fortes do que secções circulares [3]. Neste contexto, o número de *Strouhal* é um importante parâmetro, já que permite prever a ocorrência de efeitos dinâmicos. O número de *Strouhal* depende da forma da secção transversal da estrutura, da rugosidade da superfície, da turbulência do vento e do número de *Reynolds*. A Figura 2.18 mostra como varia o número de *Strouhal* com o número de *Reynolds* para secções circulares cilíndricas.

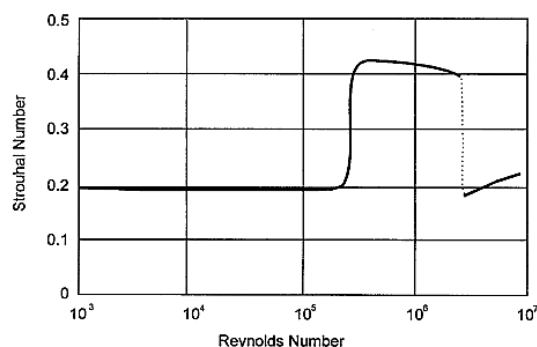


Figura 2.18-Variação do número de *Strouhal* em função do número de *Reynolds* [4].

2.8.3 Resposta dinâmica

Devido à natureza turbulenta da velocidade do vento, a acção do vento nas estruturas é altamente flutuante. Existe potencial para excitar uma resposta dinâmica de ressonância para estruturas ou partes de estruturas com frequências naturais abaixo de cerca de 1 Hz. A resposta ressonante de uma estrutura não depende apenas das velocidades instantâneas das rajadas de vento que agem na estrutura, mas também do seu registo temporal (*time history*).

A natureza flutuante das velocidades, pressões e forças do vento pode causar excitação de uma resposta vibratória ressonante significativa em estruturas ou partes de estruturas, quando as frequências naturais e o amortecimento da estrutura são baixos. Esta resposta ressonante dinâmica deve ser distinguida da resposta de base flutuante a que todas as estruturas são submetidas. A Figura 2.19 pretende demonstrar o espectro de resposta de uma estrutura excitada dinamicamente pela acção do vento.

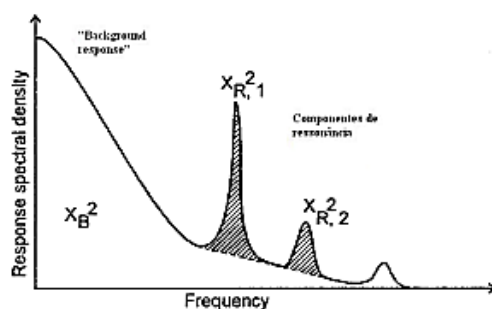


Figura 2.19- Espectro de resposta de uma estrutura com uma componente ressonante significativa [4].

A resposta de fundo, constituída, em grande parte, por contribuições de baixa frequência abaixo da menor frequência natural de vibração, é preponderante na Figura 2.19, e, de facto, é geralmente

a contribuição dominante no caso das cargas exercidas na direcção do vento. As contribuições ressonantes tornam-se cada vez mais importantes, e, eventualmente, acabam por ser predominantes, quanto mais altas ou mais compridas em relação à sua largura forem as estruturas, e quanto mais baixas forem as suas frequências naturais.

A maioria das estruturas não irá, de facto, experimentar uma resposta ressonante dinâmica significativa. *Davenport* apresenta o exemplo das linhas de transmissão de alta voltagem [4]. Estas têm normalmente frequências de oscilação fundamentais bem abaixo de 1 Hz; no entanto, o amortecimento aerodinâmico é muito elevado - em geral, cerca de 25% de crítico - pelo que a resposta ressonante é em grande parte amortecida.

Quando uma estrutura experimenta uma resposta dinâmica ressonante, as seguintes forças estruturais contrárias entram em jogo para equilibrar as forças do vento:

- Forças de inércia, proporcionais à massa da estrutura;
- Forças de amortecimento ou de absorção de energia - na sua forma mais simples, são proporcionais à velocidade, mas nem sempre é o caso;
- Forças elásticas ou de rigidez, proporcionais às deflexões ou deslocamentos.

A resposta dinâmica está fortemente relacionada com o amortecimento da estrutura. Na ausência de outros mecanismos de dissipação de energia, pode dizer-se que o amortecimento total da estrutura consiste na soma de duas componentes: amortecimento estrutural e amortecimento aerodinâmico. O amortecimento estrutural está associado às características do material estrutural, em quanto que o amortecimento aerodinâmico surge da interacção entre o movimento da estrutura e a acção do vento. Como se pode observar na Figura 2.20, com o aumento do amortecimento estrutural a amplitude de oscilação diminui [3].

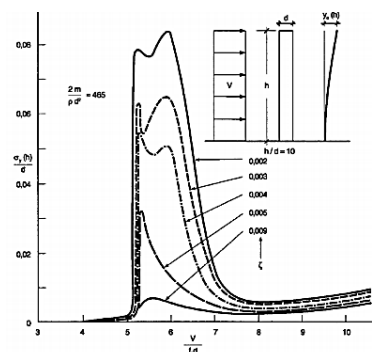


Figura 2.20-Resposta de uma estrutura de secção circular para diferentes valores de amortecimento estrutural [3].

Foram efectuados estudos [9] que comparam estruturas circulares cilíndricas com tronco cónicas com praticamente o mesmo amortecimento em ambos os modelos, em escoamento turbulento subcrítico a velocidade constante, que demonstraram que o desprendimento de vórtices tem menos influência em estruturas tronco cónicas do que em cilíndricas, como se pode observar na Figura 2.21.

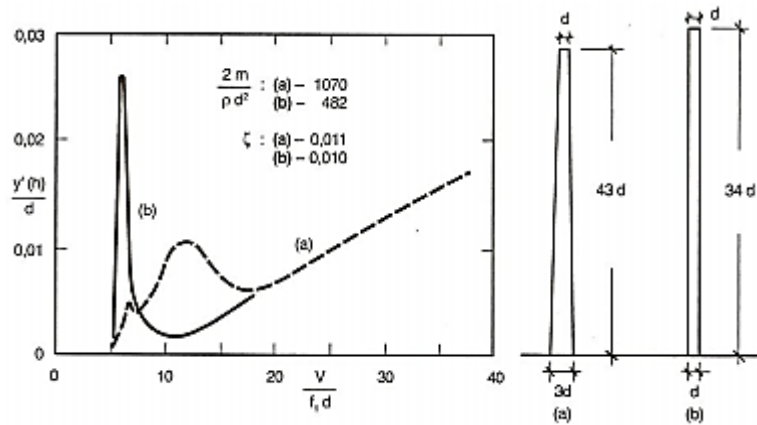


Figura 2.21 - Influência da variação da secção nas oscilações [9].

Na Figura 2.21 pode observar-se que existe um pico para uma determinada velocidade, velocidade essa designada por velocidade crítica. A velocidade crítica é dada por [9]:

$$V_{cr} = \frac{n_1 \cdot b}{S_t} \quad (2.27)$$

2.8.3.1 Factor de pico da resposta (*gust response factor*)

Os termos “*gust loading factor*” usado por *Davenport* (1967) e “*gust factor*” usado por *Vickery* (1966) têm essencialmente o mesmo significado, embora algumas vezes sejam aplicados à resposta e outras vezes à solicitação aplicada na estrutura. O factor de rajada (*gust factor*) é normalmente aplicado à velocidade do vento, e não é mais do que o quociente entre o valor máximo espectável para a velocidade do vento durante um determinado período de tempo e o valor médio dessa mesma grandeza. Pode entender-se por factor de pico da resposta \hat{G} , seja esta medida em termos de deslocamentos ou esforços, como sendo a razão entre a resposta máxima da estrutura para um determinado intervalo de tempo e a média da mesma grandeza para o mesmo intervalo considerado. Sendo g o factor de pico, dependente do intervalo de tempo para o qual se pretende a resposta e da gama de frequências das respostas, o factor de pico da resposta pode ser calculado de acordo com a equação:

$$\hat{G} = 1 + 2g \frac{\sigma_u}{U} \sqrt{B + R} \quad (2.28)$$

Onde B e R representam as componentes de fundo e ressonância, respectivamente. Variantes desta expressão são usadas em muitos regulamentos para aproximações da carga dinâmica na direcção longitudinal do vento em estruturas. Partindo do princípio que a resposta na direcção longitudinal do vento tem uma distribuição próxima de uma distribuição *Gaussiana*, *Davenport* admite que o factor de pico é dado pela Equação 2.29, onde ν é a frequência efectiva da resposta, conservativamente igual à frequência natural da estrutura, e T é o intervalo de tempo para o qual o valor máximo pretende ser determinado.

$$g = \sqrt{2 \ln(\nu T)} + \frac{0,577}{\sqrt{2 \ln(\nu T)}} \quad (2.29)$$

2.9 Fenómenos aeroelásticos

Entre os fenómenos aeroelásticos destaca-se o “*lock-in*”. No entanto, devido à importância que pode ter em mastros metálicos, o fenómeno de ovalização das secções também deve ser tido em conta.

2.9.1 *Lock-in*

O desprendimento de vórtices faz com que a estrutura se mova na direcção transversal ao escoamento. Contudo, a amplitude do movimento será pequena, a não ser que a frequência do desprendimento de vórtices se aproxime ou coincida com a frequência natural da estrutura. Para frequências próximas da frequência natural, a amplitude do movimento é maior e a estrutura começa a interagir com o fluido (fenómeno aeroelástico). Observa-se que a frequência natural da estrutura controla o desprendimento de vórtices. Este fenómeno designa-se de *lock-in* ou sincronização. Como se pode observar na Figura 2.22, existe uma gama de velocidades para a qual a frequência de desprendimento de vórtices se sincroniza com a frequência natural da estrutura.

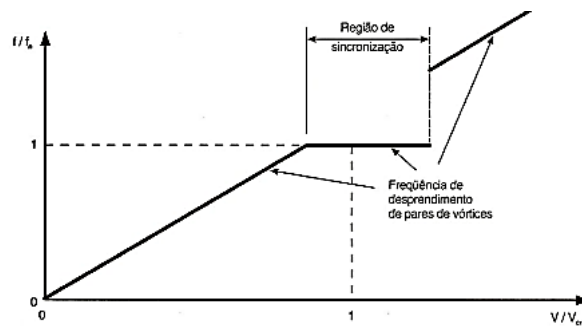


Figura 2.22- Caracterização do fenómeno de *lock-in* [9].

2.9.2 Ovalização da secção transversal

Os fenómenos de ovalização surgiram com a construção de estruturas com paredes finas e com grandes alturas. O facto de estas estruturas terem espessuras reduzidas e de possuírem baixo amortecimento estrutural, tornam-nas sensíveis a estes fenómenos [10].

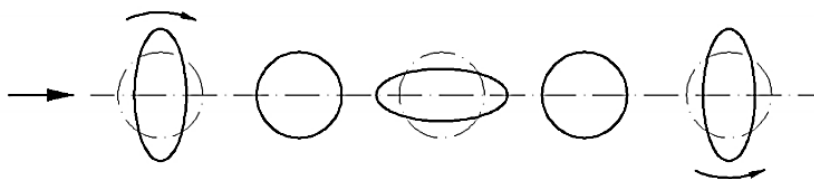


Figura 2.23- Distorção das secções por ovalização [10].

A ovalização deve-se ao mecanismo de libertação de vórtices. De facto, constatou-se que este fenómeno ocorria para frequências próximas da frequência natural da estrutura e que a frequência de ovalização correspondia, aproximadamente, ao dobro da frequência de libertação de vórtices. Este fenómeno causa a variação superficial de pressões devidas ao vento em mastros cilíndricos circulares, que produz momentos flectores circunferenciais a qualquer altura do mastro, como é ilustrado na Figura 2.24. Os valores máximos dos momentos flectores circunferenciais nas zonas de sobrepressão e de sucção são [10]:

Na zona de sobrepressão, com tracções no interior:

$$M_{\max} = 0,0785 \cdot q \cdot D^2 \quad (2.30)$$

Na zona de sucção, com tracções no interior:

$$M_{\max} = 0,0680.q.D^2 \quad (2.31)$$

Onde q é a pressão do vento e D o diâmetro da secção transversal.

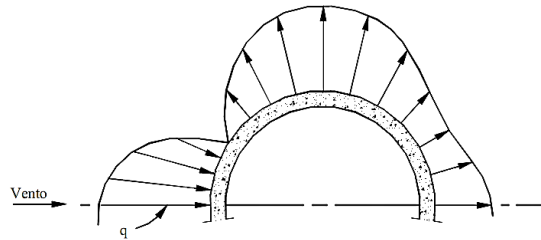


Figura 2.24 - Pressões devidas ao vento em torno de mastros de secção circular [10].

2.10 Acções mitigadoras

Existem várias formas de minorar a amplitude das vibrações causadas pelos vórtices. Aumentar o amortecimento da estrutura, alterar a geometria da estrutura, implementar medidas que evitem ressonância e utilizar dispositivos aerodinâmicos são algumas formas de o fazer. De entre os vários dispositivos aerodinâmicos os mais usuais são:

- Luvas perfuradas: fragmentam o escoamento num grande número de pequenos vórtices, impedindo a regularidade da formação de vórtices alternados. Os melhores resultados foram obtidos para orifícios quadrados com um índice de vazios entre os 20% e 36% e uma separação entre a estrutura cilíndrica e a luva igual a 0,12 vezes o diâmetro do cilindro [9];
- Luvas de lâminas longitudinais: canalizam a energia da região de barlavento para as partes laterais de sotavento, interferindo na formação de vórtices. As luvas de lâminas são mais eficientes do que as luvas perfuradas, principalmente se forem retiradas algumas lâminas de barlavento e sotavento. Se o escoamento não tiver direcção fixa, as lâminas devem ter um espaçamento uniforme [9].
- Lâminas helicoidais: dispostas em torno de cilindros circulares, cortam a correlação do desprendimento de vórtices ao longo do cilindro. Enquanto num cilindro longo (com uma relação altura/diâmetro elevada) sem estas nervuras o escoamento pode ser

considerado bidimensional, num cilindro com as lâminas dispostas helicoidalmente o escoamento torna-se tridimensional, pois os vórtices passam a desprender-se em diferentes geratrizes do cilindro, além de ficarem desfasados no tempo [9].

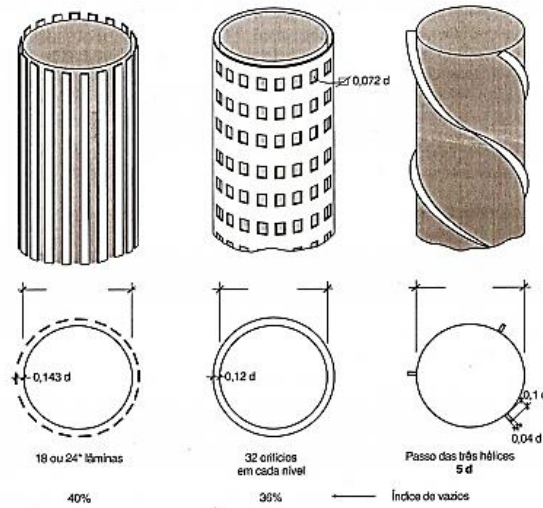


Figura 2.25-Dispositivos aerodinâmicos para suspensão de vórtices [9].

Em estruturas flexíveis em consola, tais como mastros, geralmente basta aplicar as lâminas no terço superior da estrutura. *Scruton* constatou que as lâminas helicoidais são também efectivas em mastros tronco-cónicos [9].

Capítulo 3

Análise de estruturas metálicas

3.1 Regulamentação

Nas últimas décadas foi feito um esforço, a nível europeu, no sentido de desenvolver e uniformizar regras de cálculo e dimensionamento para os diversos tipos de estruturas. Como resultado deste trabalho, realizado pela CEN, surgiram os Eurocódigos Estruturais. Estes documentos são ainda complementados por Anexos Nacionais, da responsabilidade dos organismos de normalização nacionais, os quais incluem disposições específicas aplicáveis a cada país aderente. A norma para projecto de estruturas de aço que se encontra actualmente em vigor em Portugal é a norma EN1993, também designada como EC3. O EC3 - Projecto de estruturas de aço - está dividido em várias partes, apresentando-se seguidamente as que foram utilizadas no presente trabalho:

EN 1993-1 Regras gerais e regras para edifícios.

EN 1993-1-1 Regras gerais e regras para edifícios [15].

EN 1993-1- 6 Resistência e estabilidade de cascas [16].

EN 1993-1- 8 Ligações [17].

EN 1993-3 Torres, mastros e chaminés [18].

O EC3 deve ser utilizado de uma forma consistente com o Eurocódigo 0- Bases de projecto [12] e também com o Eurocódigo 1- Acções em Estruturas [13].

No âmbito deste trabalho foi ainda consultada a norma britânica EN 50341-1, relativa a suportes de linhas eléctricas [19].

3.2 Caracterização mecânica do material

O aço é uma liga ferro-carbônica formada a partir de minérios de ferro, cujos componentes principais são o ferro e o carbono. Existem, no entanto, outros componentes, uns considerados como impurezas resultantes do processo de fabrico (tais como o manganês, o silício, o fósforo e o enxofre), e outros adicionados para melhorar algumas propriedades, como por exemplo a resistência à corrosão. O carbono é o elemento constituinte que confere dureza e resistência mecânica ao aço, contudo, também faz diminuir a ductilidade e a soldabilidade, existindo, por isso, um limite para a percentagem de carbono na constituição do aço. A quantidade de elementos de liga determina a classificação do aço, identificando-se como aço-carbono o aço cuja percentagem de elementos de liga é desprezável, aço de liga fraca o aço com percentagem de elementos de liga inferior a 5%, e aço de liga forte aquele cuja percentagem de elementos de liga é superior a 5%. Um exemplo de aço de liga forte é o aço inoxidável, já que a sua percentagem de cromo é superior a 12%. Os aços mais utilizados na construção metálica são os aços laminados a quente, caracterizados por percentagens de carbono baixas (da ordem de 0,2 %). Os aços classificam-se com base nos valores nominais de tensão de cedência e de tensão de rotura à tracção que se encontram definidos nas normas. No quadro seguinte, apresentam-se os valores dessas tensões para aços correntes.

Tabela 3.1- Valores nominais da tensão de cedência e da tensão de rotura dos aços correntes para secções tubulares [15].

Classe de aço	Espessura nominal t (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} \leq t \leq 80$ mm	
	$f_y(\text{N/mm}^2)$	$f_u(\text{N/mm}^2)$	$f_y(\text{N/mm}^2)$	$f_u(\text{N/mm}^2)$
S 235	235	360	215	340
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	370
S 420	420	540	390	520

É fundamental que os aços possuam ductilidade suficiente. Segundo a norma EN1993-1-1, a ductilidade dos aços é assegurada através da verificação dos seguintes requisitos:

- $f_u/f_y \geq 1,10$, onde f_u é tensão de rotura e f_y a tensão de cedência.
- Extensão após rotura de um provete com um comprimento inicial não inferior a 15%;
- $\varepsilon_u \geq 15\varepsilon_y$, onde ε_u é extensão última e ε_y a extensão de cedência.

Os aços indicados na Tabela 3.1 são assumidos como materiais dúcteis, logo verificam os requisitos de ductilidade acima descritos. Para os aços correntes são consideradas as seguintes propriedades:

- Módulo de elasticidade, $E = 210000 \text{ N/mm}^2$;
- Módulo de distorção, $G = 81000 \text{ N/mm}^2$;
- Coeficiente de *Poisson*, $\nu = 0,3$;
- Massa volúmica, $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$;
- Coeficiente de dilatação térmica linear, $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$.

3.3 Bases de projecto

O dimensionamento estrutural deve ser levado a cabo de modo a satisfazer três critérios fundamentais: resistência, funcionalidade e economia. A resistência é relativa à integridade e segurança da estrutura em condições de carregamento extremo. A funcionalidade refere-se à aparência, manutenção, durabilidade e bom funcionamento da estrutura quando nesta actua o carregamento de serviço. Vibração e corrosão são alguns dos factores relacionados com as funcionalidade estrutural. A economia incide sobre o custo de material e de mão-de-obra necessários para a realização da obra (projecto, fabrico e concepção da estrutura). No que diz respeito às estruturas metálicas, o objectivo fundamental do dimensionamento é a escolha da dimensão dos perfis a utilizar, de modo a verificar os três critérios acima referidos.

A base histórica do processo de dimensionamento é a experimentação. Contudo, hoje em dia, o desenvolvimento da Ciência permitiu estabelecer métodos de análise e de dimensionamento cujos resultados têm comprovado conduzirem a soluções eficientes e económicas.

A verificação de segurança de estruturas deve ser efectuada em relação a determinados estados limite, sendo fundamental que estes não sejam excedidos. No Estado Limite Último, os efeitos das acções de cálculo não devem exceder as resistências de cálculo. Se tal não se verificar, pode ocasionar-se o colapso, pondo em perigo tanto a estabilidade da estrutura como a segurança das pessoas. No caso dos Estados Limite de Utilização (ELUt), que se referem ao funcionamento da estrutura, conforto das pessoas e aspecto da construção, como por exemplo, as deformações, deslocamentos estruturais e vibrações, os mesmos não devem exceder critérios de bom desempenho.

Para a verificação aos ELU, a segurança de uma estrutura metálica depende fundamentalmente da resistência das secções transversais dos elementos, da resistência aos fenómenos de instabilidade global ou local e ainda da resistência das suas ligações. Para se verificar a segurança, o efeito das acções de dimensionamento E_d terá que ser menor que a resistência de cálculo R_d .

$$E_d \leq R_d \quad (3.1)$$

Na verificação de segurança, os valores resistentes R_d devem ser obtidos a partir dos correspondentes valores característicos R_k , dividindo-os por coeficientes parciais de segurança e obtendo-se assim os valores de cálculo.

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (3.2)$$

Os valores para os coeficientes parciais de segurança γ_{Mi} recomendados pelas diferentes normas e utilizados no presente trabalho são os seguintes:

EN 1993-1-1: $\gamma_{M0} = 1; \gamma_{M1} = 1; \gamma_{M2} = 1,25;$

EN 1993-1-6: $\gamma_{M1} = 1,1;$

EN 1993-1-8: $\gamma_{M2} = 1,25; \gamma_{M3} = 1,25.$

Onde γ_{M0} está relacionado com a resistência das secções, γ_{M1} com a encurvadura, γ_{M2} e γ_{M3} com as ligações.

O efeito das acções de dimensionamento é obtido multiplicando o carregamento característico por um factor de segurança, majorando assim as acções de dimensionamento.

$$E_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{st} \cdot E_{kt} \quad (3.3)$$

3.4 Tipos de Análise de estruturas

3.4.1 Análise Estática

A determinação rigorosa da capacidade resistente dos elementos de uma estrutura torna-se praticamente irrelevante se a avaliação dos esforços de cálculo for negligenciada. Em estruturas metálicas, a análise de esforços e deslocamentos depende das suas características de deformabilidade e rigidez, mas também da estabilidade global e da estabilidade dos seus elementos, do comportamento das ligações, das imperfeições e da deformabilidade dos apoios. Podem ser efectuados dois tipos de análise global, uma análise elástica e uma análise plástica.

A análise elástica baseia-se na hipótese de que a relação tensão-deformação do material é linear, em qualquer ponto da estrutura, independentemente do estado de tensão a que o material está

sujeito. Em termos práticos, a análise elástica pressupõe que a tensão actuante seja inferior à tensão de cedência em qualquer ponto da estrutura. Estruturas do tipo dos mastros são estruturas isostáticas, pelo que os esforços actuantes devem ser determinados utilizando uma análise global elástica.

A análise plástica aplica-se unicamente a estruturas hiperestáticas (que também podem ser sujeitas a uma análise elástica). Nesse sentido, não se enquadra no âmbito deste trabalho.

A análise dos esforços e deslocamentos pode ser de primeira ordem ou de segunda ordem. Assim, podemos dividir a análise a efectuar em linear (ou de 1ª ordem) ou não linear (ou de 2ª ordem), conforme a estrutura tenha, ou não, uma resposta linear ao carregamento aplicado.

Numa análise de primeira ordem, considera-se a geometria inicial da estrutura e são desprezadas as deformações causadas pelo processo de carregamento, por serem pequenas e porque os deslocamentos resultantes pouco afectam a geometria da estrutura, pouco variando as forças que actuam nas barras. A análise de primeira ordem pode ser usada para uma análise global nos casos em que a estrutura não tem mobilidade horizontal expressiva, está impedida de se deslocar lateralmente (contraventada), ou se o aumento dos esforços internos devido à deformação da estrutura for pouco relevante, podendo, neste caso, desprezar-se os efeitos de segunda ordem.

Os efeitos de segunda ordem devem ser tidos em conta através de uma análise de segunda ordem se aumentarem significativamente os esforços na estrutura. A análise de segunda ordem tem em conta a influência da deformação da estrutura e, por isso, deve fazer-se referência à geometria deformada após a actuação da carga. A análise de segunda ordem pode ser utilizada para análise global em qualquer situação. Os efeitos de segunda ordem podem ser denominados também efeitos $P - \Delta$ (efeitos globais) e $P - \delta$ (efeitos locais). Os efeitos globais de segunda ordem são provocados pelo carregamento vertical que actua sobre a estrutura e só existem em estruturas de nós móveis, também denominadas de não contraventadas. O carregamento, ao provocar deslocamentos laterais na estrutura, faz com que surjam momentos flectores adicionais. Este esforço adicional causa, por sua vez, deslocamentos adicionais na estrutura, estabelecendo-se assim uma relação não linear entre cargas e esforços (ou deslocamentos), como é ilustrado na Figura 3.1. Esta dependência entre esforços e deslocamentos implica que, para se efectuar uma análise de segunda ordem, se tenha que recorrer a processos iterativos.

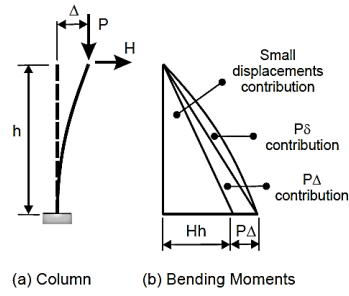


Figura 3.1- Representação esquemática de um diagrama de esforços efectuado para uma análise de primeira e de segunda ordem.

3.4.2 Análise modal

A análise modal é o processo de determinação das características dinâmicas inerentes a um sistema em termos de frequências naturais e deformadas modais, usando-as para formular um modelo matemático para o seu comportamento dinâmico. Para tal, considera-se que o sistema não possui amortecimento e não sofre qualquer excitação externa. Nesse caso a equação do movimento resume-se a:

$$m\ddot{x} + kx = \{0\} \quad (3.4)$$

Onde m e k são respectivamente a matriz de massa e a matriz de rigidez da estrutura, \ddot{x} é o vector de acelerações e x o vector de deslocamentos.

Admitindo que o movimento da estrutura é traduzido pela seguinte equação:

$$x(t) = \Phi \cdot \cos(\omega t - \phi) \quad (3.5)$$

Nesta equação Φ é vector que representa a deformada da estrutura, ω é o vector representativo da frequência de vibração e ϕ o ângulo de fase.

Derivando duas vezes a equação anterior em relação ao tempo, obtém-se a expressão das acelerações em função ao tempo:

$$\ddot{x}(t) = -\omega^2 \cdot \Phi \cdot \cos(\omega t - \phi) \quad (3.6)$$

Resolvendo a equação do movimento, obtém-se:

$$\left[k - \omega^2 m \right] \Phi = \{0\} \quad (3.7)$$

Para que o sistema da equação anterior possua uma solução não trivial, é necessário que o determinante da matriz $\left[k - \omega^2 m \right]$ se anule. Logo, a determinação de frequências e modos de

vibração resulta num problema de determinação de valores e vectores próprios, que representam as frequências e os modos de vibração, respectivamente.

Existem vários métodos para estimar a frequência fundamental da estrutura. Pode calcular-se o valor aproximado para a frequência fundamental de mastros de acordo com a seguinte expressão, proposta na norma inglesa BS-4076 e utilizada para mastros de secção transversal circular, onde quaisquer massas ou inércias de rotação pontuais são desprezadas [10].

$$n_1 = \frac{1000.\pi.(3D_b - D_t)}{H^2} \quad (3.8)$$

Onde H é a altura da estrutura, D_b e D_t são respectivamente o diâmetro da base e o diâmetro do topo da secção transversal da estrutura.

Alternativamente a esta expressão, para mastros de secção circular com diâmetros e espessura constantes, *Zar* e *Chu* sugeriram[10]:

$$n_1 = \frac{1760.D}{H^2} \cdot \sqrt{\frac{E.g}{2.\rho}} \quad (3.9)$$

Onde H é a altura da estrutura, D o diâmetro da secção transversal, E o módulo de elasticidade e ρ o peso volúmico.

Para mastros de inércia variável de diâmetros e espessuras superiores D_t e t_t e diâmetros e espessuras inferiores D_b e t_b , é sugerido o uso de um diâmetro efectivo e de uma altura efectiva, expressos por [10]:

$$D_e = D_t (t_b/t_t)^{0,27} \quad (3.10)$$

$$H_e = H \left(\frac{2.D_t}{D_t + D_b} \right)^{0,9} \quad (3.11)$$

Para mastros com variação de inércia uniforme, a altura equivalente é dada por:

$$H_e = H \left[\frac{H_s}{H} + \frac{H_b}{H} \left(\frac{2.D_t}{D_t + D_b} \right)^2 \right]^{0,9} \quad (3.12)$$

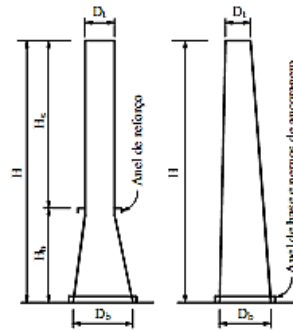


Figura 3.2 – Mastros com dois tipos de inércia variável [10].

3.4.3 Análise dinâmica

Em estudos publicados nos anos sessenta, *Davenport* propôs uma abordagem das vibrações provocadas pelo vento nas estruturas baseada na teoria das vibrações aleatórias. O autor serve-se do conceito de processo aleatório estacionário para descrever as velocidades, pressões e forças do vento, partindo do princípio que a complexidade da natureza é tal que não permite descrever ou prever com pormenor, as forças geradas pelas tempestades. Contudo, é possível, segundo *Davenport*, utilizar quantidades médias, tais como o desvio padrão, correlações e densidade espectral, para descrever as principais características tanto das forças de excitação como da resposta estrutural. A densidade espectral é a variável mais importante considerada nesta abordagem, que utiliza, para efeitos de cálculo, o domínio da frequência, também conhecido por aproximação espectral. Tal como descrito anteriormente, a velocidade do vento, as pressões e a resposta estrutural daí resultantes são admitidas como um processo aleatório, definido pela soma de uma componente média com uma componente variável ou flutuante ao longo do tempo. A Figura 3.3 representa um esquema da aproximação espectral proposta por *Davenport* (1963) [4].

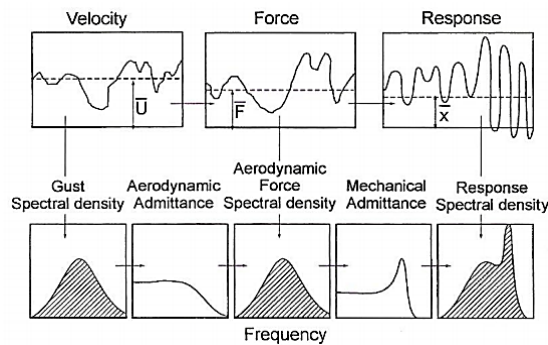


Figura 3.3 - Aproximação espectral (domínio da frequência) para determinação da resposta dinâmica de uma estrutura sob acção do vento [4].

Pode constatar-se que o espectro de potência da resposta é obtido com base no espectro de forças aerodinâmicas, e este último é obtido tendo por base o espectro de potência do vento. Estes três espectros permitem caracterizar a acção e a resposta da estrutura em função da frequência e a ligação entre eles é obtida por duas funções também elas dependentes da frequência: a admitância aerodinâmica e a admitância mecânica. Com base na função de admitância aerodinâmica é possível obter o espectro de forças a partir do espectro de potência do vento. Já a admitância mecânica possibilita a passagem do espectro de forças para o espectro de resposta em função da frequência. A primeira tem em conta as características aerodinâmicas da estrutura com a relação entre a dimensão da estrutura e a dimensão das perturbações (turbilhões) geradas no escoamento. A segunda tem em conta as características mecânicas da estrutura que permitem obter a resposta para as diferentes frequências perante a acção do vento. A hipótese de ressonância para estruturas com frequência natural de vibração baixa, e sensivelmente afectadas pela acção do vento, resultará num pico no espectro de resposta para esse valor de frequência.

3.4.3.1 Resposta de um sistema de um grau de liberdade na direcção do vento

Admitindo um sistema de um grau de liberdade representado na Figura 3.4, com massa, m , constante de amortecimento, c , e com rigidez, k , sujeito a uma acção dinâmica, $D(t)$, a sua equação de movimento é dada por [4]:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = D(t) \quad (3.13)$$

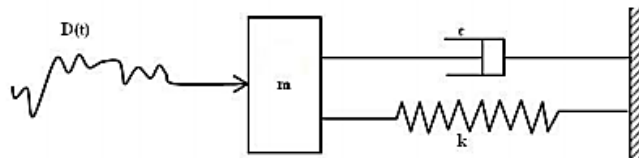


Figura 3.4 - Sistema de um grau de liberdade sujeito a uma solicitação dinâmica [4].

Onde $D(t)$ é a força de arraste ao longo do tempo, constituída por duas parcelas: uma componente média, \bar{D} , e outra componente flutuante. Como as flutuações da velocidade do vento constituem um processo aleatório estacionário *gaussiano*, é conveniente determinar a resposta espectral estocástica do mastro a determinados espectros de rajadas de vento [10]. Para se deduzir a relação entre a força flutuante do vento e a resposta da estrutura representada pelo sistema dinâmico identificado na Figura 3.4, o deslocamento é separado nas suas componentes média e flutuante de acordo com [4]:

$$X(t) = \bar{X} + x'(t) \quad (3.14)$$

Efectuando uma análise estática linear, a relação entre a força de arraste média \bar{D} e o deslocamento médio, \bar{X} , é função da rigidez da mola. Então:

$$\bar{D} = k \cdot \bar{X} \quad (3.15)$$

A relação entre a função de densidade espectral dos deslocamentos relaciona-se com a função de densidade espectral das forças de arraste através da seguinte equação:

$$S_x(n) = \frac{1}{k^2} |H(n)|^2 S_D(n) \quad (3.16)$$

Onde $|H(n)|^2$ é a função de admitância mecânica, ou também chamada função de transferência. Por sua vez, a relação entre a densidade espectral das forças de arraste e a densidade espectral das flutuações de velocidade é dada pela equação:

$$S_D(n) = \frac{4\bar{D}^2}{\bar{U}^2} S_u(n) \quad (3.17)$$

Uma vez que, para grandes estruturas, as flutuações de velocidade não ocorrem simultaneamente em toda a sua área, é introduzida uma função de admitância aerodinâmica $\chi^2(n)$, daí resultando a função de densidade espectral dos deslocamentos, dada por:

$$S_x(n) = \frac{4\bar{X}^2}{\bar{U}^2} S_u(n) |H(n)|^2 \chi^2(n) \quad (3.18)$$

Uma expressão matemática que se ajusta bem aos registos é dada pela equação:

$$\chi(n) = \frac{1}{1 + \left[\frac{2n\sqrt{A}}{\bar{U}} \right]^{4/3}} \quad (3.19)$$

Como se pode observar na Figura 3.5, a função tende para 1 para frequências baixas, uma vez que as rajadas com componente de frequência baixa tendem a repercutir a sua acção em toda a face da estrutura. Para pequenas áreas, ou seja, estruturas de pequena dimensão, o valor da função tende igualmente para a unidade, uma vez que, nestes casos, existe também uma grande correlação das pressões actuantes. Para grandes estruturas, ou para frequências da acção mais elevadas, tal não

acontece e as rajadas não actuam na totalidade da estrutura. Nestas condições, a função de admitância aerodinâmica tende para zero [4].

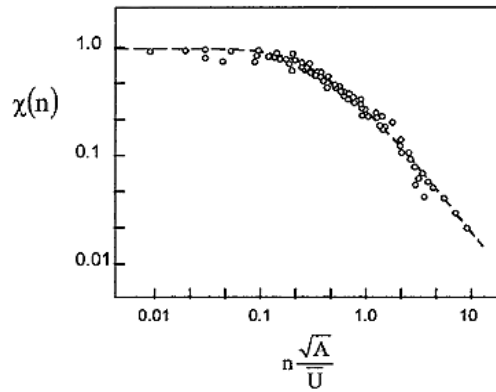


Figura 3.5 - Função de admitância aerodinâmica – medições à escala e expressão matemática aproximada [4].

Para se obter a variância dos deslocamentos flutuantes, basta integrar a função de densidade espectral da resposta para todas as frequências. Assim, considerando uma componente de fundo, B e outra ressonante, R , pode dizer-se que:

$$\sigma_X^2 = \frac{4\bar{X}^2\sigma_u^2}{\bar{U}^2} \int_0^\infty |H(n)|^2 \chi^2(n) \frac{S_u(n)}{\sigma_u^2} dn \cong \frac{4\bar{X}^2\sigma_u^2}{\bar{U}^2} [B + R] \quad (3.20)$$

onde,

$$B = \int_0^\infty \chi^2(n) \cdot \frac{S_u(n)}{\sigma_u^2} \cdot dn \quad \text{e} \quad R = \chi^2(n_1) \cdot \frac{S_u(n)}{\sigma_u^2} \int_0^\infty |H(n)|^2 \cdot dn \quad (3.21)$$

A aproximação feita na Equação 3.20 parte do princípio que, para a banda de frequências do espectro de resposta correspondente do pico da parcela ressonante, as funções $\chi^2(n)$ são constantes e iguais ao valor correspondente a $\chi^2(n_1)$.

3.5 Classificação de secções

Não é possível fazer referência ao cálculo de secções sem se mencionar a sua classificação. Para isso, a norma EN1993-1-1 enumera quatro classes em torno das quais se delimitam e estruturam diferentes níveis de análises de esforços e de capacidades resistentes das secções. A classificação das secções transversais dos elementos estruturais traduz a forma como a resistência e a capacidade de rotação de uma secção são influenciadas por fenómenos de encurvadura local. Enquanto que numa secção compacta as zonas comprimidas podem plastificar completamente, numa secção esbelta o mesmo pode já não acontecer, devido a fenómenos de encurvadura local. O comportamento à flexão de secções das classes 1 a 4 é ilustrado nas Figura 3.6 a 3.10, onde M_{el} e M_{pl} representam o momento elástico e o momento plástico da secção, respectivamente.

- Classe 1 – são aquelas em que se pode formar uma rótula plástica, com uma capacidade de rotação superior à mínima exigida para a utilização de métodos plásticos de análise.

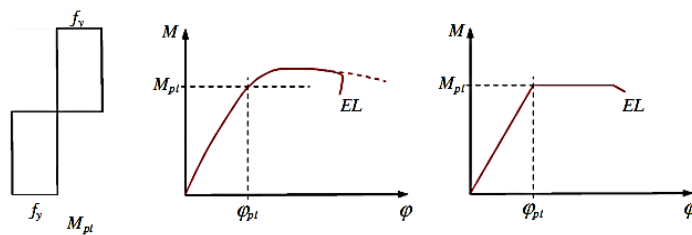


Figura 3.6- Diagrama de momento e curva momento-curvatura para secções de Classe 1.

- Classe 2 – são aquelas em que é possível atingir a resistência plástica mas sem ser possível garantir capacidade de rotação suficiente para que se forme uma rótula plástica.

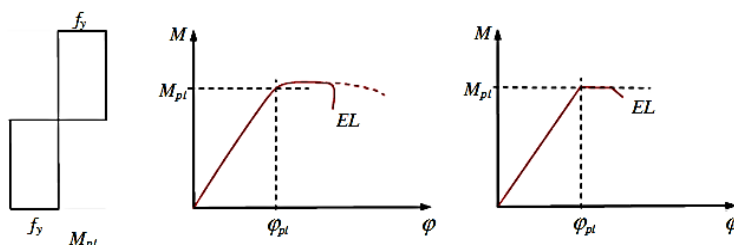


Figura 3.7- Diagrama de momento e curva momento-curvatura para secções de Classe 2.

- Classe 3 – são aquelas em que a tensão na fibra extrema mais comprimida do elemento de aço, assumindo uma distribuição elástica, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que o momento plástico não é atingido devido à encurvadura local.

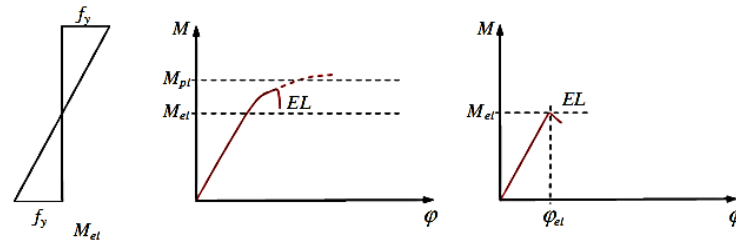


Figura 3.8- Diagrama de momento e curva momento-curvatura para seções de Classe 3.

- Classe 4 – são aquelas onde a encurvadura local impede que seja atingida a tensão de cedência nas zonas mais comprimidas da secção.

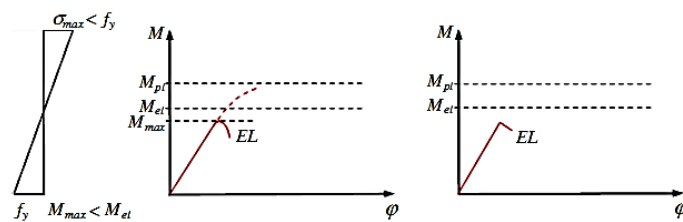


Figura 3.9- Diagrama de momento e curva momento-curvatura para seções de Classe 4.

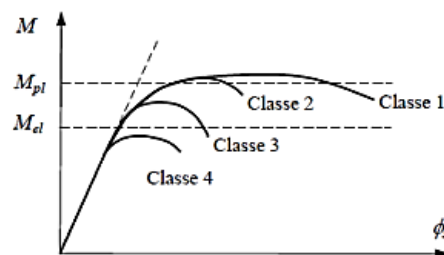
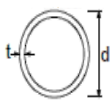


Figura 3.10- Curvas momento-curvatura para as diversas classes de secção preconizadas pelo EC3 [20].

A classificação de uma secção tubular é efectuada com base na relação entre a largura e a espessura das paredes constituintes. A Tabela 3.2 mostra as relações máximas entre a largura e a espessura para secções tubulares, tendo em conta a norma EN 1993-1-1 e a norma EN 50341-1.

Tabela 3.2- Relações máximas diâmetro-espessura em secções tubulares [15] [19].

Secções tubulares		
		
	EN 1993-1-1	EN 50341-1
Classe	Secção em flexão e/ou compressão	
1	$d/t \leq 50 \epsilon^2$	
2	$d/t \leq 70 \epsilon^2$	
3	$d/t \leq 90 \epsilon^2$	$d/t \leq 176 \epsilon^2$
4	$d/t > 90 \epsilon^2$	$d/t > 176 \epsilon^2$

A classe do aço é tida em conta através do parâmetro $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$. Como se pode observar na Tabela 3.2, as duas normas diferem no que diz respeito à classificação de secções de Classe 3 e 4. De acordo com a norma EN 1993-1-1, se a secção for de Classe 4, então o dimensionamento dessa mesma secção deve ser efectuado recorrendo à norma EN 1993-1-6, ou seja, como uma casca, uma vez que poderão ocorrer fenómenos de encurvadura local.

3.6 Dimensionamento à compressão de acordo com a norma EN 1993-1-1

O dimensionamento de elementos submetidos a compressão simples é baseado, segundo a norma EN 1993-1-1, nas “curvas europeias de encurvadura”. De acordo com estas curvas, tudo se passa como se as diversas imperfeições dos elementos reais (falta de linearidade, excentricidade das cargas, tensões residuais, entre outras) fossem substituídas por uma “configuração deformada inicial equivalente”, cuja amplitude é calibrada de modo a reproduzir todas as imperfeições. De acordo com a mesma norma, a verificação da resistência das secções transversais de elementos axialmente comprimidos é verificada através da seguinte condição:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} \quad (3.22)$$

Onde,

$$N_{c,Rd} = Af_y / \gamma_{M0} \quad (3.23)$$

onde A é a área da secção transversal.

Em elementos comprimidos, deve adicionalmente verificar-se a resistência à encurvadura por flexão, onde, segundo a norma, se deve verificar a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (3.24)$$

A resistência à encurvadura por flexão em elementos de secção e esforço axial constantes é dada por:

$$N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M1} \quad (3.25)$$

O factor de redução χ pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{mas } \chi \leq 1 \quad (3.26)$$

Na expressão anterior,

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

e $\bar{\lambda}$ é o coeficiente de esbelteza adimensional, dado por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{A f_y / N_{cr}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad (3.27)$$

onde L_{cr} é o comprimento de encurvadura, i o raio de giração da secção transversal e λ_1 é a esbelteza de referência, dada por 93,9ε.

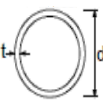
As imperfeições reais das peças são incluídas no processo de dimensionamento à compressão através do factor de imperfeição α , que, segundo o EC3, toma valores indicados na Tabela 3.3 para as curvas de dimensionamento europeias a_0, a, b, c, d .

Tabela 3.3-Factores de imperfeição para as curvas de encurvadura [15].

a_0	a	b	c	d
0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Estas curvas são traduzidas matematicamente pela Equação 3.26. O factor de imperfeição associado à curva de encurvadura a adoptar no dimensionamento de um dado elemento metálico depende da geometria das secções transversais, da classe do aço, do processo de fabrico e do plano de encurvadura condicionante. Para secções tubulares, as curvas de encurvadura a adoptar para os diferentes tipos de aço são apresentadas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4- Curvas de encurvadura para secções circulares tubulares [15].

Secção	Geometria	Eixo de flexão	Curva de encurvadura	
			S235 S275 S355 S420	S460
	Laminadas a quente	qualquer	a	a ₀
	Enformadas a frio	qualquer	c	c

Para valores de esbelteza adimensional $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ou para $N_{Ed}/N_{cr} \leq 0,04$, o efeito da encurvadura pode ser desprezado, sendo os elementos dimensionados apenas com base na resistência das secções transversais.

3.7 Dimensionamento à flexão de acordo com a norma EN 1993-1-1

A resistência à flexão de um elemento metálico pode ser condicionada pela resistência das secções transversais ou pela ocorrência de fenómenos de instabilidade lateral. Os fenómenos de instabilidade lateral são característicos de elementos metálicos constituídos por secções em I ou H, e não serão abordados neste trabalho, na medida em que a secção transversal do mastro é uma secção tubular. Este tipo de secção, ao contrário do que acontece com as secções em I ou H, não é susceptível a fenómenos de instabilidade lateral, uma vez que exhibe elevada rigidez de torção e flexão lateral. Na impossibilidade de ocorrência de fenómenos de instabilidade lateral, o dimensionamento de elementos submetidos a flexão pode ser efectuado apenas com base em critérios de resistência das secções transversais. A segurança de uma secção transversal submetida a flexão é verificada através da seguinte condição:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} \quad (3.28)$$

O momento resistente, segundo um dos eixos principais de inércia da secção, é determinado através das seguintes expressões:

Para secções de classe 1 ou 2:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad (3.29)$$

Para secções de classe 3:

$$M_{el,Rd} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad (3.30)$$

Onde W_{pl} é o módulo plástico de flexão e W_{el} é o módulo elástico de flexão.

3.8 Dimensionamento ao esforço transversal de acordo com a norma EN 1993-1-1

O dimensionamento ao esforço transversal de uma secção metálica segundo a norma EN 1993-1-1 deve ser efectuada através da seguinte condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad (3.31)$$

Onde V_{Ed} é o esforço transversal actuante e $V_{c,Rd}$ é o valor de cálculo da resistência ao esforço transversal.

Considerando um dimensionamento plástico, o valor de cálculo do esforço transversal resistente é dado através da seguinte expressão:

$$V_{pl,Rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} \quad (3.32)$$

Onde $V_{pl,Rd}$ é esforço transversal plástico resistente e A_v é a área de corte.

A área de corte para secções tubulares é dada por:

$$A_v = \frac{2A}{\pi} \quad (3.33)$$

Considerando um dimensionamento elástico, a verificação ao esforço transversal é traduzido pelo seguinte critério:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \leq 1 \quad (3.34)$$

Onde τ_{Ed} é tensão tangencial máxima actuante, obtida com base na distribuição elástica de tensões de corte na secção.

3.9 Dimensionamento à flexão composta de acordo com a norma EN 1993-1-1

O comportamento de elementos estruturais sujeitos a flexão composta resulta da combinação dos efeitos da flexão e do esforço axial. A resistência das secções transversais é obtida com base na sua capacidade plástica em secções de classe 1 e 2 ou na capacidade elástica para secções de

classe 3. Em secções de classe 1 ou 2, para se garantir a segurança sem se considerar a encurvadura, deve verificar-se a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1 \quad (3.35)$$

Para secções circulares ocas, segundo a norma EN1993-1-1, os momentos plásticos reduzidos podem ser obtidos através da seguinte expressão:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,Rd} (1 - n^{1,7}) \quad (3.36)$$

Sendo $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$.

Em secções de classe 3, a verificação da flexão composta consiste na verificação da seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y} \cdot f_y} \leq 1 \quad (3.37)$$

A verificação da segurança em relação à encurvadura por flexão, num elemento com secção transversal tubular, submetido a flexão composta com compressão, é efectuada através da seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (3.38)$$

onde $\Delta M_{y,Ed}$ é o acréscimo de momento flector a considerar em secções de Classe 4, devido ao facto do centro de gravidade da secção efectiva não coincidir com o centro de gravidade da secção cheia.

Na norma EN 1993-1-1 são apresentados dois métodos alternativos para cálculo dos factores de interacção. Neste trabalho apenas se utilizará o segundo método. Os correspondentes factores de interacção são indicados na Tabela 3.5. Uma vez que o mastro não é contraventado, o factor equivalente de momento uniforme C_{mi} deve ser considerado igual a 0,9 e χ_{LT} deve ser considerado igual a 1, uma vez que secções tubulares não estão sujeitas a fenómenos de encurvadura lateral.

Tabela 3.5 – Factores de interacção k_{ij} segundo o Método 2 da norma EN 1993-1-1 [15].

Factores de interacção	Tipo de secções	Hipóteses de cálculo	
		Propriedades elásticas das secções transversais	Propriedades plásticas das secções transversais
		Classe 3, Classe 4	Classe 1, Classe 2
k_{yy}	Secções em I Secções tubulares rectangulares	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{zz}	Secções em I Secções tubulares rectangulares	k_{zz}	$0,6 k_{zz}$
k_{yy}	Secções em I Secções tubulares rectangulares	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
k_{zz}	Secções em I	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	Secções tubulares rectangulares		$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
Para secções em I e H e para secções tubulares rectangulares submetidas a compressão axial e a flexão recta $M_{y,Ed}$, o factor k_{yy} poderá considerar-se $k_{yy} = 0$.			

É de notar que este método não fornece valores de k_{ij} para tubos circulares. Assim, optou-se simplifadamente, por adoptar os factores k_{ij} correspondentes a tubos quadrados.

3.10 Interação da flexão composta com o esforço transversal de acordo com a norma EN 1993-1-1

A interacção entre a flexão composta e o esforço transversal deve ser efectuada de acordo com os seguintes critérios:

- Quando o esforço transversal actuante for menor que 50% do valor de cálculo da resistência plástica ao esforço transversal não é necessário reduzir o valor de cálculo do momento flector, nem do esforço axial resistente;
- Quando o esforço transversal actuante for maior que 50 % do valor do esforço transversal resistente então a resistência à combinação da flexão com o esforço axial deve ser avaliada, usando uma tensão de cálculo reduzida dada por $(1-\rho)f_y$ ao longo da área de corte da secção, sendo $\rho = (2V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)^2$.

3.11 Determinação da carga crítica

Para aplicação das directivas do EC3 a mastros e colunas de inércia variável apresenta-se um modelo de análise válido em regimes elástico e elasto-plástico, desenvolvido por *Mendera* [10]. Admite-se um adelgaçamento linear dos mastros ou colunas de secção rectangular ou circular, a

não ocorrência de encurvadura lateral por flexão-torção e contraventamento da secção extrema de menor inércia, evitando assim instabilidades locais. Neste método, a carga crítica de instabilidade é calculada a partir de um momento de inércia equivalente e do factor de comprimento efectivo de encurvadura, através da seguinte expressão:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_e}{(2 \cdot L)^2} \quad (3.39)$$

A inércia equivalente é dada por:

$$I_e = \left[p \cdot \sqrt{I_{min} / I_{max}} + (1 - p) \cdot \sqrt[4]{I_{min} / I_{max}} + (1 - p) \right] \cdot I_{max} \quad (3.40)$$

Onde p é dado na Tabela 3.6.

Tabela 3.6- Valores de p para diferentes tipos de mastros [10].

Tipo de mastros	p
Inércia variável mas secção constante	0,10
Secções em I de área e inércia variáveis	0,15
Tubulares de área e inércia variável	0,25

A área da secção equivalente é determinada por:

$$A_e = \frac{(A_{min} + A_{max})}{2} \quad (3.41)$$

A capacidade resistente à encurvadura equivalente do mastro é dada por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_e \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \leq A_{min} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.42)$$

A carga limite do mastro à encurvadura, incluindo o efeito $P-\Delta$ de 2ª ordem, o peso próprio e as características de inércia variável, deverá ser calculada através de uma fórmula de interacção entre o esforço axial e os momentos flectores de 2ª ordem, sendo estes induzidos pelo esforço axial e tendo em conta as imperfeições iniciais, e_{od} . A fórmula de interacção utilizada por *Mendera* para calcular a carga limite de uma dada secção de mastro definida pela coordenada x , é:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}(x)} + \frac{M_{Ed,II}(x)}{M_{Rd}(x)} \leq 1 \quad (3.43)$$

$M_{Ed,II}(x)$ é o momento de 2ª ordem, dado por:

$$M_{Ed,II}(x) = N_{Ed} \cdot e_d \cdot \delta(x) = N_{Ed} \cdot \frac{e_{od}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \cdot \delta(x) \quad (3.44)$$

Nesta expressão, $\delta(x)$ corresponde ao 1º modo de instabilidade e a amplitude das imperfeições iniciais e_{od} é determinada de acordo com o EC3 através da seguinte expressão:

$$e_{od} = \alpha \cdot (\bar{\lambda}_e - 0,2) \cdot \frac{W_{\max}}{A_{\max}} \quad (3.45)$$

3.12 Dimensionamento para secções de classe 4 de acordo com a norma EN50341-1

Segundo a norma EN50341-1, a verificação de segurança para secções de classe 4 deve ser efectuada reduzindo a tensão de cedência de acordo com a seguinte expressão:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \rho \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.46)$$

Onde o factor de redução, ρ , pode ser obtido através da seguinte expressão (ver Figura 3.11):

$$\rho = 0,7 + \frac{53\varepsilon^2}{d/t} \leq 1 \quad (3.47)$$

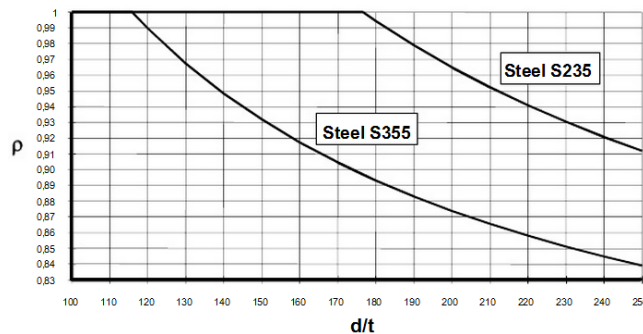


Figura 3.11 – Factor de redução ρ [19].

3.13 Dimensionamento de acordo com a norma EN 1993-1-6

Segundo a norma EN1993-1-1, secções tubulares de classe 4 devem ser analisadas com base na norma EN1993-1-6, uma vez que poderão ocorrer fenómenos de encurvadura local. É de notar que se pode efectuar o dimensionamento para todas as classes de secção considerando a norma EN 1993-1-6. Os mastros, onde a variação da secção não é feita de forma muito brusca, podem ser dimensionados como se de um cilindro se tratassem. Contudo, este procedimento só pode ser adoptado quando o ângulo que a geratriz da secção faz com o eixo vertical for superior a 65° [16]. De acordo com a norma EN 1993-1-6 a verificação de segurança deve ser efectuada para dois ELU (Estado limite plástico e Estado limite à encurvadura). Para verificação dos ELU é necessário calcular as tensões meridionais, circunferenciais e tangenciais e garantir que as respectivas tensões resistentes sejam superiores às tensões actuantes. Note-se que os esforços de flexão meridionais e circunferenciais são geralmente desprezados.

3.13.1 Tensões meridionais

As tensões são calculadas com base na teoria de membrana, pelo que as tensões meridionais são obtidas tendo em conta o esforço axial e o momento flector actuante. A tensão na casca devido ao esforço axial e ao momento flector é dada por:

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{F_x}{2\pi r t} \pm \frac{M}{\pi r^2 t} \quad (3.48)$$

A verificação do ELU consiste na verificação da seguinte condição:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \sigma_{x,Rd} \quad (3.49)$$

Onde as tensões resistentes meridionais, já considerando o efeito de encurvadura, são dadas por:

$$\sigma_{x,Rd} = \frac{\chi_x \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.50)$$

O factor de redução, χ é função da esbelteza normalizada da casca e é traduzido pelo seguinte critério:

$$\chi = 1 \quad \text{para } \bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_0$$

$$\chi = 1 - \beta \left(\frac{\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0}{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_0} \right)^\eta \quad \text{para } \bar{\lambda}_0 < \bar{\lambda} < \bar{\lambda}_p \quad (3.51)$$

$$\chi = \frac{\alpha}{\bar{\lambda}^2} \quad \text{para } \bar{\lambda} > \bar{\lambda}_p$$

onde $\bar{\lambda}_{x0} = 0,2$, $\bar{\lambda}_{\theta 0} = 0,2 + \left(\frac{\sigma_{xe,M}}{\sigma_{x,Ed}} \right)$ no caso de cilindros longos, $\bar{\lambda}_{\theta 0} = 0,4$ e $\bar{\lambda}_{r0} = 0,4$, $\beta = 0,6$ e $\eta = 1$.

O valor da esbelteza relativa plástica limite é dado por:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha}{1 - \beta}} \quad (3.52)$$

O factor de imperfeição meridional elástico, α_x , depende da qualidade de fabrico do material e também das dimensões da secção em análise, sendo dado por:

$$\alpha_x = \frac{0,62}{1 + 1,91(\Delta w_k/t)^{1,44}} \quad (3.53)$$

onde t a espessura da secção e Δw_k é amplitude de imperfeição que é dado por:

$$\Delta w_k = \frac{1}{Q} \sqrt{\frac{r}{t}} \cdot t \quad (3.54)$$

onde Q depende da qualidade de fabrico e r é o raio da secção.

Por sua vez, a esbelteza relativa meridional é dada por:

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{f_y / \sigma_{x,Rcr}} \quad (3.55)$$

A tensão crítica meridional é calculada de acordo com a Equação 3.57, onde o parâmetro C_x deve ser obtido de acordo com a Tabela 3.7. O comprimento da casca adimensional, ω , é dado por:

$$\omega = \frac{l}{r} \sqrt{\frac{r}{t}} = \frac{l}{\sqrt{rt}} \quad (3.56)$$

$$\sigma_{x,Rcr} = 0,605 \cdot E \cdot C_x \frac{t}{r} \quad (3.57)$$

Tabela 3.7-. Valores do parâmetro C_x para diferentes comprimentos de casca [16].

<i>Cilindro curto</i>	$\omega \leq 1,7$	$C_x = 1,36 - \frac{1,83}{\omega} + \frac{2,07}{\omega^2}$
<i>Cilindro médio</i>	$1,7 \leq \omega \leq 0,5 \frac{r}{t}$	$C_x = 1$
<i>Cilindro longo</i>	$\omega > 0,5 \frac{r}{t}$	$C_x = \max \left(1 + \frac{0,2}{C_{xb}} \left[1 - 2\omega \frac{t}{r} \right]; 0,6 \right)$

Onde C_{xb} depende das condições de fronteira.

Para cilindros longos que cumpram as seguintes condições:

$$\frac{r}{t} \leq 150 \quad ; \quad \omega \leq 6 \frac{r}{t} \quad ; \quad 500 \leq \frac{E}{f_y} \leq 1000$$

o parâmetro C_x deve ser obtido através da seguinte equação:

$$C_x = 0,6 + 0,4 \left(\frac{\sigma_{xe,M}}{\sigma_{x,Ed}} \right) \quad (3.58)$$

3.13.2 Tensões circunferenciais

As tensões circunferenciais têm em conta a pressão exercida pelo vento na casca. A pressão do vento é variável ao longo do perímetro da casca, pelo que se deve substituir a pressão real por uma pressão equivalente constante em todo o perímetro da casca, como é ilustrado na Figura 3.12, onde as tensões devem ser obtidas de acordo com a equação:

$$\sigma_{\theta,Ed} = q_{eq} \frac{r}{t} \quad (3.59)$$

$$q_{eq} = k_w \cdot q_{w,max} \quad (3.60)$$

onde $q_{w,max}$ é a pressão máxima do vento e k_w é dado por:

$$k_w = 0,46 \cdot (1 + 0,1 \sqrt{\frac{c_{\theta}}{\omega} \cdot \frac{r}{t}}) \quad (3.61)$$

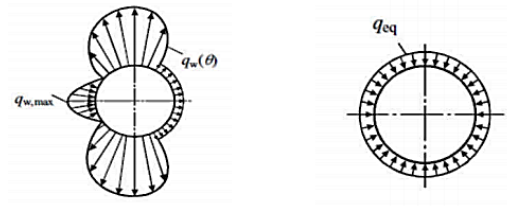


Figura 3.12 - Pressão do vento na casca do mastro [16].

A verificação dos ELU deve satisfazer a seguinte condição:

$$\sigma_{\theta,Ed} \leq \sigma_{\theta,Rd} \quad (3.62)$$

Onde as tensões resistentes circunferenciais, já considerando o efeito de encurvadura, são dadas por:

$$\sigma_{\theta,Rd} = \frac{\chi_{\theta} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad (3.63)$$

O factor de redução, χ_{θ} deve ser calculado em função da esbelteza normalizada da casca, do mesmo modo que para as tensões meridionais. A esbelteza normalizada circunferencial é dada por:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{f_{yk} / \sigma_{\theta,Rcr}} \quad (3.64)$$

A tensão crítica circunferencial é calculada de acordo com a Tabela 3.8, para diferentes comprimentos de casca.

Tabela 3.8- Valores da tensão crítica circunferencial para diferentes comprimentos de casca [16].

<i>Cilindro curto</i>	$\frac{\omega}{C_{\theta}} < 20$	$\sigma_{\theta,Rcr} = 0,92.E.\left(\frac{C_{\theta s}}{\omega}\right).\left(\frac{t}{r}\right)$
<i>Cilindro médio</i>	$20 \leq \frac{\omega}{C_{\theta}} \leq 1,63\frac{r}{t}$	$\sigma_{\theta,Rcr} = 0,92.E.\left(\frac{C_{\theta}}{\omega}\right).\left(\frac{t}{r}\right)$
<i>Cilindro longo</i>	$\omega > 1,63\frac{r}{t}$	$\sigma_{\theta,Rcr} = E.\left(\frac{t}{r}\right)^2 \left[0,275 + 2,03\left(\frac{C_{\theta}}{\omega}.\frac{r}{t}\right)^4 \right]$

onde C_{θ} e $C_{\theta s}$ dependem das condições de fronteira.

3.13.3 Tensões tangenciais

As tensões tangenciais actuantes têm em conta o esforço transversal, sendo obtidas através da seguinte equação:

$$\tau_{x\theta,Ed} = \frac{V}{\pi r t} \quad (3.65)$$

A verificação dos ELU deve satisfazer a seguinte condição:

$$\tau_{x\theta,Ed} \leq \tau_{x\theta,Rd} \quad (3.66)$$

Onde as tensões resistentes tangenciais, já considerando o efeito de encurvadura, são dadas por:

$$\tau_{x\theta,Rd} = \frac{\chi_\tau \cdot f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M1}} \quad (3.67)$$

O factor de redução, χ_τ deve ser calculado em função da esbelteza normalizada da casca, do mesmo modo que para as tensões meridionais e circunferenciais. A esbelteza normalizada tangencial é dada por:

$$\bar{\lambda}_\tau = \sqrt{(f_{yk} / \sqrt{3}) / \tau_{x\theta,Rcr}} \quad (3.68)$$

A tensão crítica tangencial é calculada de acordo com a Equação 3.69, onde o parâmetro C_τ deve ser obtido de acordo com a Tabela 3.9.

$$\tau_{x\theta,Rcr} = 0,75 \cdot E \cdot C_\tau \sqrt{\frac{1}{\omega} \cdot \left(\frac{t}{r}\right)} \quad (3.69)$$

Tabela 3.9-.Valores do parâmetro C_τ para diferentes comprimentos de casca [16].

<i>Cilindro curto</i>	$\omega \leq 10$	$C_\tau = \sqrt{1 + \frac{42}{\omega^3}}$
<i>Cilindro médio</i>	$10 \leq \omega \leq 8,7 \frac{r}{t}$	$C_\tau = 1$
<i>Cilindro longo</i>	$\omega > 8,7 \frac{r}{t}$	$C_\tau = \frac{1}{3} \sqrt{\omega \frac{t}{r}}$

3.13.4 Interacção das tensões meridionais, circunferenciais e tangenciais

Para verificação de segurança à cedência, a interacção das tensões actuates deve verificar a seguinte condição de segurança:

$$\sigma_{eq,Ed} \leq \sigma_{eq,Rd} \quad (3.70)$$

Onde a tensão resultante de dimensionamento $\sigma_{eq,Ed}$ é dada pelo critério de *von Mises*, sendo pois obtida através da seguinte expressão:

$$\sigma_{eq,Ed} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{\theta,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{\theta,Ed} + 3\tau_{x\theta,Ed}^2} \quad (3.71)$$

Por sua vez, a tensão resistente é obtida através da expressão:

$$\sigma_{eq,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.72)$$

Para verificação de segurança ao Estado limite à encurvadura o factor de interacção entre as tensões meridionais e circunferenciais tem de verificar a seguinte condição:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}} \right)^{k_x} - k_i \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}} \right) \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}} \right) + \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}} \right)^{k_\theta} + \left(\frac{\tau_{x\theta,Ed}}{\tau_{x\theta,Rd}} \right)^{k_\tau} < 1 \quad (3.73)$$

onde:

$$k_x = 1,25 + 0,75 \cdot \chi_x \quad (3.74)$$

$$k_\theta = 1,25 + 0,75 \cdot \chi_\theta \quad (3.75)$$

$$k_\tau = 1,75 + 0,25 \cdot \chi_\tau \quad (3.76)$$

$$k_i = (\chi_x \cdot \chi_\theta)^2 \quad (3.77)$$

3.14 Ligações

Uma vez que os perfis comerciais apresentam dimensões que não excedem os 12 metros de comprimento, e tendo em conta que os mastros têm, geralmente, comprimentos superiores, torna-se necessário encontrar formas que garantam a união dos vários troços que compõem o mastro. Para esse efeito, são normalmente utilizadas ligações por encaixe ou ligações por flanges aparafusadas. No que respeita à ligação do mastro à fundação, também é comum a utilização de

flanges aparafusadas, sendo necessário garantir um comprimento de amarração suficientemente grande, de forma a assegurar a aderência entre o betão da sapata de base e o aço dos chumbadouros.

3.14.1 Ligações por encaixe

O tipo de ligação mais usual em mastros tubulares tronco-cónicos é a ligação por encaixe, também designada por *slip joint* [23]. Esta ligação consiste na sobreposição da parte inferior de um elemento sobre a parte superior de outro elemento. A ligação entre os elementos é feita apenas por pressão de um elemento contra o outro.



Figura 3.13 – Ligação por encaixe ou *slip-joint*.

É necessário assegurar que a sobreposição dos elementos (L_j) é suficientemente longa para que a ligação não seja um ponto fraco da estrutura. Deverá ser tomado um valor de referência de $1,5 D_j$ para o comprimento de sobreposição entre elementos, sendo D_j o diâmetro do mastro na zona de encaixe. A norma holandesa [26] não refere nenhum comprimento mínimo de sobreposição, referindo apenas que a ligação deverá ter em conta os esforços presentes na secção de encaixe para o seu dimensionamento. Neste tipo de ligação, as forças de tracção e de compressão na torre tubular são transmitidas através de forças de fricção e uma pequena parte através de forças de contacto entre as duas partes. O peso da estrutura acima da ligação e a forma cónica da ligação causam forças de fricção. As forças que se desenvolvem neste tipo de ligação podem ser observadas na Figura 3.14.

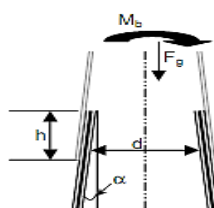


Figura 3.14 – Esquema das forças existentes numa ligação por encaixe ou *slip-joint* [26].

A tensão pode ser decomposta em duas parcelas: uma devido ao esforço axial e outra devido ao momento. Assumindo que a força de contacto na ligação é linear, a tensão total dada por [26]:

$$\sigma_t = \frac{N_{Ed}}{2th\pi(\tan \alpha + u)} + \frac{3M_{Ed}}{h^2t} \quad (3.78)$$

A norma americana [27] propõe fórmulas aproximadas para o cálculo das características geométricas das secções, para as quais se podem calcular os comprimentos mínimos de encaixe. A inércia das secções é dada por:

$$I = k_1 \cdot D^3 \cdot t \quad (3.79)$$

De onde se deduzem o módulo de flexão e o momento resistente, expressos por:

$$W = \frac{k_1 \cdot D^3 \cdot t}{(D + t)/2} \quad (3.80)$$

$$M_{Rd} = f_y \cdot \frac{k_1 \cdot D^3 \cdot t}{(D + t)/2} \quad (3.81)$$

Se se considerar apenas a parcela da tensão correspondente a momentos flectores, e utilizando as equações 3.68 e 3.71, é possível obter o comprimento de ligação para diferentes secções transversais de mastros. Resulta daí que o comprimento de ligação é dado por:

$$h = D\sqrt{6 \cdot k_1} \quad (3.82)$$

Tabela 3.10- Valores de k_1 e do comprimento de encaixe para diferentes secções de mastros [25].

<i>Tipo de seccão</i>	k_1	h
Circular	0,393	1,536.D
Hexagonal	0,403	1,555.D
Dodecagonal	0,411	1,570.D
Octogonal	0,438	1,621.D

Como se pode observar na Tabela 3.10, os valores para altura de encaixe proposto na norma holandesa são muito semelhantes ao valor de referência anteriormente referido para o comprimento de sobreposição entre elementos (1,5 D).

3.14.2 Ligações por flange aparafusada

Outra solução para a ligação entre troços do mastro consiste na utilização de flanges aparafusadas. Uma vez que se trata de uma ligação aparafusada, os parafusos necessitam de ter uma secção suficientemente grande, de forma a resistir aos esforços de dimensionamento. A segurança das ligações é verificada em termos da resistência dos parafusos e das flanges, tal como estipulado pela norma EN 1993-1-8, respeitante ao dimensionamento de ligações metálicas.



Figura 3.15 – Ligação por flange aparafusada.

Todas as ligações devem ter uma resistência de cálculo que permita à estrutura permanecer funcional e satisfazer as exigências fundamentais de dimensionamento aos ELU. Para além da resistência à tracção, deve ser ainda verificada a resistência ao corte dos parafusos e a interacção entre os esforços de tracção e de corte, assim como a resistência ao esmagamento e ao punçoamento da chapa.

A verificação do ELU de tracção da ligação aparafusada deve verificar a seguinte condição:

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad (3.83)$$

Onde a força de tracção de dimensionamento de cada parafuso, para secções sujeitas a esforços de compressão e flexão, pode ser estimada de acordo com [28,30]:

$$F_{t,Ed} = \left(\frac{2M_{Ed}}{n \cdot r_b} + \frac{N_{Ed}}{n} \right) \quad (3.84)$$

Onde n é o número de parafusos e r_b a distância do centro da secção ao eixo do parafuso.

E a força de tracção resistente de cada parafuso, é dada por:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (3.85)$$

A verificação do ELU de corte da ligação aparafusada deve verificar a seguinte condição:

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} \quad (3.86)$$

Onde o esforço de corte de dimensionamento para cada parafuso é dado por:

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n} \quad (3.87)$$

E a força de corte resistente de cada parafuso, é dada por:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \quad (3.88)$$

Deve ser ainda verificada a resistência dos parafusos aos esforços combinados de corte e tracção através da seguinte equação:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (3.89)$$

A verificação ao esmagamento é dada através da seguinte equação:

$$F_{b,Rd} \geq F_{v,Ed} \quad (3.90)$$

Onde a força resistente ao esmagamento é dada por:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} \quad (3.91)$$

Nesta equação, para parafusos de extremidade $k_1 = \min(2,5; \frac{2,8e}{d_0} - 1,7)$ e $\alpha_b = \min(\frac{f_{ub}}{f_u}; 1; \frac{e}{3d_0})$.

Para assegurar a resistência ao punçoamento da chapa deve ser garantida a seguinte condição:

$$B_{p,Rd} > F_{t,Ed} \quad (3.92)$$

Onde,

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi d_m t f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.93)$$

Onde d_m é o menor diâmetro médio da cabeça do parafuso.

A disposição dos furos também deve obedecer aos limites de validade das regras utilizadas para determinar as resistências de cálculo dos parafusos.

Caso não se opte pela utilização de *gussets*, a espessura da flange a adoptar deverá ser calculada tendo em conta a força de tracção de cada parafuso. Para se calcular o momento produzido por cada parafuso na chapa utiliza-se o modelo de cálculo de uma viga em consola. Admitindo que a força por parafuso se distribui por $1/n$ do perímetro exterior da secção transversal, sendo esta a largura resistente da chapa, e de forma a que a chapa resista ao esforço de tracção aplicado em cada parafuso, a espessura da mesma satisfazer a seguinte condição:

$$t \geq \sqrt{\frac{F_{t,Ed} \cdot (r_b - r_p) \cdot 2n}{\pi \cdot r_p \cdot f_y}} \quad (3.94)$$

Onde r_b é a distância do centro da secção ao eixo do parafuso, r_p é o raio da secção e n o número de parafusos.

Caso se opte pela colocação de *gussets*, estes vão possibilitar uma maior distribuição de esforços e uma consequente redução da espessura da chapa. Quando são utilizados *gussets*, o modelo de cálculo a ter em conta é o de uma placa rectangular uniformemente carregada com dois bordos opostos simplesmente apoiados pelos reforços, uma extremidade unida a um mastro, que se considera como um encastramento, e o bordo oposto livre. A Tabela 3.11 apresenta os momentos de flexão para este caso [29].

Na Tabela 3.11, b representa o espaçamento entre *gussets* (na direcção x) e l é o raio exterior da flange menos o raio da secção (na direcção y).

Tabela 3.11 – Momentos flectores com a utilização de *gussets* [29].

l/b	$M_x \left(\begin{matrix} x = b/2 \\ y = l \end{matrix} \right)$	$M_y \left(\begin{matrix} x = b/2 \\ y = 0 \end{matrix} \right)$
0	0	-0,500.F _t .l ²
0,333	0,0078.F _t .b ²	-0,428F _t .l ²
0,5	0,0293.F _t .b ²	-0,319.F _t .l ²
0,666	0,0558.F _t .b ²	-0,227.F _t .l ²
1	0,0972.F _t .b ²	-0,119.F _t .l ²
1,5	0,123.F _t .b ²	-0,124.F _t .l ²
2	0,131.F _t .b ²	-0,125.F _t .l ²
3	0,133.F _t .b ²	-0,125.F _t .l ²
∞	0,133.F _t .b ²	-0,125.F _t .l ²

Note-se que quando $l / b = 0$ (quando não existem *gussets* ou quando o seu espaçamento é muito grande), a equação tende a ser idêntica à de uma viga em consola. É também de registar que quando l / b é igual ou inferior a 1,5, o momento de flexão máximo ocorre na junção com o mastro, ou seja, na zona tida como encastrada. Se l / b é maior do que 1,5, o momento de flexão máximo ocorre no meio do bordo livre. Verifica-se igualmente que o momento flector vai diminuindo à medida que se encurta o espaçamento dos *gussets*, o que permite reduzir a espessura da flange. Sabendo o momento a actuar, então a espessura da chapa tem que garantir a seguinte condição:

$$t \geq \sqrt{\frac{4.M_{Ed,chapa}}{b.f_y}} \quad (3.95)$$

3.14.3 Ligação à base

A ligação de mastros metálicos à fundação de betão armado é constituída, geralmente, por uma flange soldada ao perfil de aço e aparafusada no bloco de fundação por meio de chumbadores, conforme ilustrado na Figura 3.16. Poderão ainda ser introduzidos reforços (*gussets*) para ajudar a distribuição de esforços e, consequentemente, diminuir a espessura da chapa da base, tal como já foi ilustrado anteriormente. Para facilitar a montagem e o nivelamento da estrutura, deve ser colocada argamassa de assentamento entre a face inferior da placa de base e a superfície de betão armado.

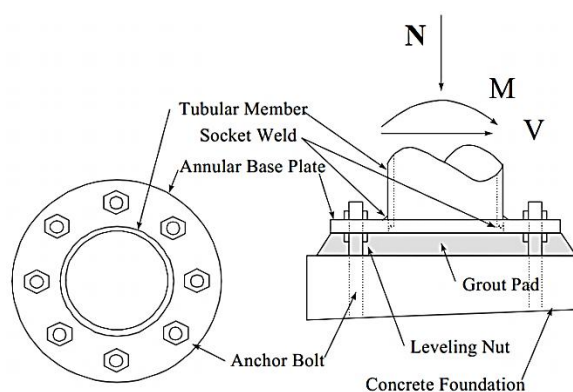


Figura 3.16 – Ligação do mastro à base [28].

O dimensionamento dos chumbadouros pode ser realizado de forma idêntica ao de uma secção circular oca de betão armado, ou então de forma idêntica às ligações entre troços, tal como descrito anteriormente. Uma vez dimensionados os chumbadouros, é necessário determinar o

comprimento necessário para realizar uma ancoragem eficiente ao betão. O comprimento de ancoragem pode ser determinado recorrendo ao método proposto pela norma EN 50341-1 [19].

A força de tracção resistente do chumbadouro deve ser inferior à força mobilizada pela aderência do chumbadouro ao betão.

$$F_{a,Rd} \geq F_{t,Rd} \quad (3.96)$$

A força de aderência, $F_{a,Rd}$ corresponde à tensão de aderência mobilizada pela superfície de betão, e é dada por:

$$F_{a,Rd} = \pi \cdot d \cdot L_b \cdot f_{bd} \quad (3.97)$$

Onde d é diâmetro nominal do parafuso, L_b é o comprimento de ancoragem e f_{bd} é valor de cálculo da tensão de rotura da aderência.

A tensão de aderência, f_{bd} depende do tipo de varão que constitui o chumbadouro e das características do betão, nomeadamente da sua tensão característica f_{ck} .

Para varões lisos:

$$f_{bd} = \frac{0,36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \quad (3.98)$$

Para varões nervurados:

$$f_{bd} = \frac{2,25 \cdot f_{ctk0,05}}{\gamma_c} \quad (3.99)$$

Onde γ_c é um factor de segurança e igual a 1,5.

O comprimento de ancoragem depende da forma do chumbadouro e dos dispositivos de ancoragem. Diferentes tipos de ancoragem são ilustrados na Figura 3.17, juntamente com as respectivas expressões de cálculo para os comprimentos de ancoragem necessários.

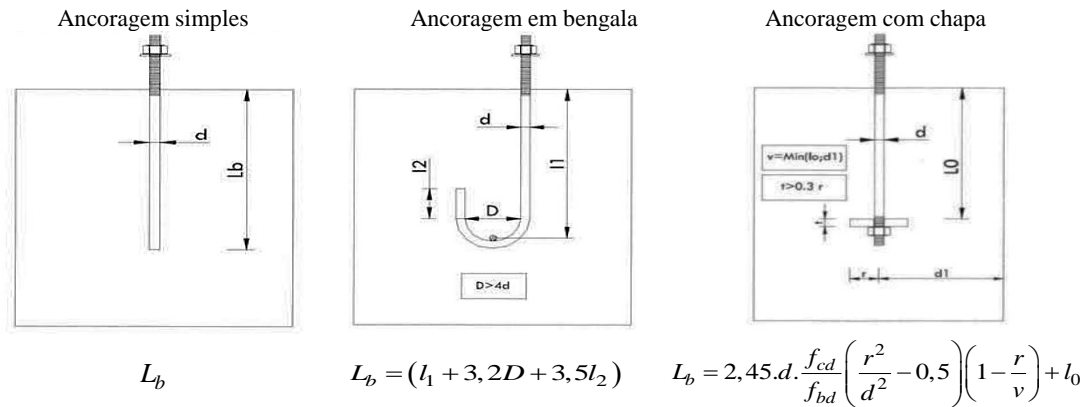


Figura 3.17 – Tipos de ancoragem e respectivos comprimentos [19].

3.15 Fundações

As fundações são elementos fundamentais para a estabilidade de qualquer estrutura. Entre vários métodos de dimensionamento de fundações, o método de *Sulzberger* [31] distingue-se pelo facto de a sua utilização nas fundações em monobloco ter ganho enorme popularidade nos últimos anos. Este método baseia-se no princípio, verificado experimentalmente, que para inclinações α tais que $\text{tg } \alpha < 0,01$, o terreno se comporta de maneira elástica, obtendo-se, como consequência, reacções nas paredes verticais de escavação. Neste método, a profundidade de “entrada” do bloco depende da tensão admissível do solo.

$$\sigma_{adm} = \lambda.C \quad (3.100)$$

Onde σ_{adm} é a tensão admissível no solo e C é o índice de compressibilidade.

Admitem-se terrenos com as características indicadas na Tabela 3.12.

Tabela 3.12- Características dos diferentes tipos de terreno [31].

<i>Categoria</i>	<i>Descrição</i>	γ (kN/m^3)	σ_{adm} (kPa)	<i>Índice de compressibilidade</i> (MPa)	β ($^\circ$)	μ
A	Terrenos pantanosos	6,5	50	7500	0	0,1
B ₁	Terrenos moles	17	80	15000	20	0,2
B ₂	Areia fina húmida	17	80	15000	30	0,5
B ₃	Argila branda	17	80	30000	25	0,4
C ₁	Argila semi-rígida	17	180	65000	25	0,5
C ₂	Argila fina seca	17	180	75000	30	0,7
D ₁	Argila rígida	17	300	100000	25	0,5
D ₂	Areia grossa	17	300	120000	35	0,5
E	Areia grossa dura	17	400	145000	37	0,5
F	Cascalho duro	17	500	145000	40	0,5

O índice de compressibilidade refere-se a uma profundidade de 2m e varia linearmente com a profundidade.

As fundações monobloco consistem num bloco de betão cuja resistência se deve a duas componentes:

- Momento de encastramento M_s - encastramento da fundação no terreno e também fricção entre o betão e a terra ao longo das paredes verticais normais à força actuante;
- Momento de base M_b - reacção do fundo da escavação provocada pelas cargas verticais.

O dimensionamento da fundação deve, portanto, obedecer à verificação da seguinte condição:

$$M_b + M_s \geq s.M_d \quad (3.101)$$

Onde M_d é o momento de derrubamento, enquanto M_b e M_s são os momentos estabilizantes e s um factor de segurança.

O factor de segurança, no caso de fundações superficiais, deve ser, no mínimo, de 1,5, sendo que, à medida que a fundação vai ficando mais profunda e o momento de encastramento vai-se tornando cada vez mais relevante, o factor de segurança pode ser reduzido, como pode ser observado no gráfico ilustrado na Figura 3.18. O factor de segurança deve ser obtido através da relação entre o momento de encastramento e o momento de base.

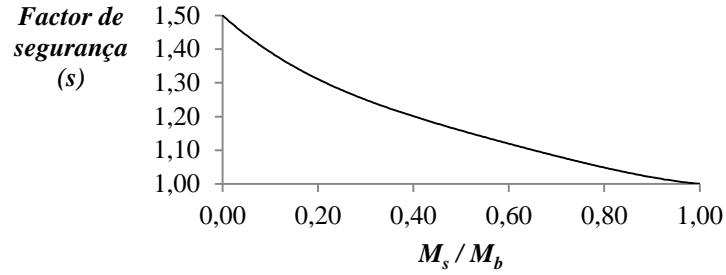


Figura 3.18 – Variação do factor de segurança.

Nas fundações profundas, o efeito de encastramento é preponderante. Desta forma, o momento de encastramento M_s é mais significativo. Nas fundações pouco profundas, onde a dimensão transversal é preponderante, verifica-se que o momento M_b é o momento preponderante na contabilização do momento resistente ou estabilizante.

Em princípio, se a força a actuar no mastro não for muito elevada e a fricção actuar totalmente no fundo da escavação, então o eixo de rotação do bloco de fundação encontra-se a uma profundidade t , ou seja, encontra-se situado na base da fundação. Para o cálculo do momento resistente M_s pressupõe-se que uma inclinação com o ângulo α corresponde a um movimento transversal da superfície “ $b dy$ ” igual a $y.tg\alpha$ (ver Figura 3.19).

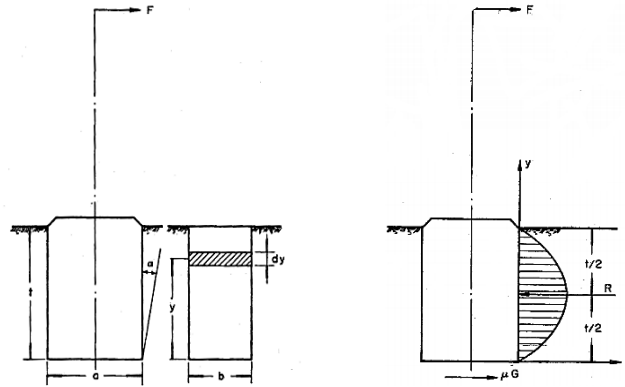


Figura 3.19 – Esquema da estrutura e do maciço de fundação [31].

Sendo C_y o índice de compressibilidade do terreno à profundidade considerada, a reacção da parede de escavação sobre este rectângulo infinitesimal será igual a:

$$R = C_y \cdot y \cdot tg\alpha \cdot b dy \quad (3.102)$$

O correspondente momento infinitesimal será então igual a:

$$dM_s = C_y \cdot y^2 \cdot \text{tg} \alpha \cdot b \cdot dy = dI \cdot \text{tg} \alpha \quad (3.103)$$

O índice de compressibilidade C_y é uma função linear ao longo da profundidade, pelo que se pode dizer que a superfície total de carga tem a forma de um triângulo isósceles. Pode escrever-se que:

$$C_y = C_t \left(1 - \frac{y}{t} \right) \quad (3.104)$$

Onde C_t é o índice de compressibilidade à profundidade t .

Então:

$$dI = C_t \cdot \left(1 - \frac{y}{t} \right) \cdot b \cdot y^2 \cdot dy \quad (3.105)$$

De onde se obtém:

$$M_s = \frac{b \cdot t^3}{12} \cdot C_t \cdot \text{tg} \alpha \quad (3.106)$$

Para se calcular o ângulo α , que corresponde ao ângulo para o qual o eixo se começa a levantar da sua posição no fundo da escavação, utiliza-se a seguinte equação de equilíbrio de forças:

$$uG = R \quad (3.107)$$

Onde u é o coeficiente de fricção entre a terreno e a fundação e G é a resultante das forças verticais.

Atendendo a que o momento é dado pela seguinte expressão:

$$M_s = R \cdot \frac{t}{2} \quad (3.108)$$

Resulta:

$$\text{tg} \alpha = \frac{6 \cdot uG}{b \cdot C_t \cdot t^2} \quad (3.109)$$

Com o aumento do ângulo α , diminui a fricção até esta desaparecer. Desprezando então a fricção, obtém-se uma situação tal que o eixo de rotação se encontra no centro de gravidade, o mesmo será dizer que se situa a $2/3 \cdot t$ de profundidade, resultando então que o momento de encastramento ó obtido através de:

$$M_s = \frac{b.t^3}{36} . C_t . \operatorname{tg} \alpha \quad (3.110)$$

Passando agora para o momento de base, pode considerar-se que as cargas verticais vão fazer com que o bloco de fundação “entre” no terreno até uma profundidade dada por:

$$\lambda_0 = \frac{G}{ab.C_b} \quad (3.111)$$

Onde a e b são as dimensões transversais da fundação e C_b o índice de compressibilidade no fundo da escavação.

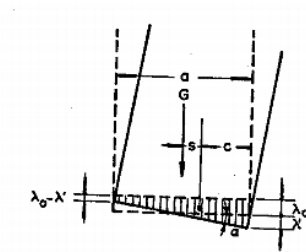


Figura 3.20 – Esquema de forças no fundo da fundação [29].

Onde G é a resultante das forças verticais, para a qual não só contribui o peso da fundação e do mastro como também o peso do solo que tende a mover-se em conjunto com a fundação. Para fundações rectangulares o peso desse solo é dado por:

$$G_s = \left\{ \frac{t}{3} \left[ab + (a + 2t.\operatorname{tg} \beta)(b + 2t.\operatorname{tg} \beta) + \sqrt{ab(a + 2t.\operatorname{tg} \beta)(b + 2t.\operatorname{tg} \beta)} \right] - tab \right\} . \gamma \quad (3.112)$$

Onde β é o ângulo da cunha do solo.

Pelas condições de equilíbrio resulta que (ver Figura 3.20):

$$M_b = G.s \Leftrightarrow M_b = \frac{b.a^3}{12} . C_b . \operatorname{tg} \alpha \quad (3.113)$$

A posição extrema é caracterizada por um ângulo α , dado por:

$$a.\operatorname{tg} \alpha = 2.\lambda_0 \Leftrightarrow \operatorname{tg} \alpha = \frac{2G}{a^2.b.C_b} \quad (3.114)$$

Sendo o momento de base M_b dado por:

$$M_b = G \cdot s \Leftrightarrow M_b = G \left(\frac{a}{2} - \frac{2}{3} \sqrt{\frac{G}{2b \cdot C_b \cdot \tan \alpha}} \right) \quad (3.115)$$

O momento de derrubamento M_d é obtido através da seguinte equação, se o momento de encastramento M_s é calculado de acordo com a equação 3.106.

$$M_d = F(H + t) \quad (3.116)$$

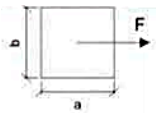
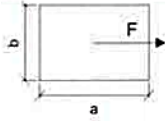
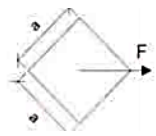
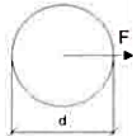
Onde H é altura do mastro e t a altura da fundação.

Caso contrário, se o momento de encastramento M_s é calculado de acordo com a equação 3.110, o momento de derrubamento é dado por:

$$M_d = F \left(H + \frac{2}{3} t \right) \quad (3.117)$$

O momento de encastramento e o momento de base para fundações de diferentes formas são ilustrados na Tabela 3.13.

Tabela 3.13- Valores do momento de encastramento e momento de base para diferentes formas de fundação [25].

Vista em planta	M_s – Momento de encastramento	M_b – Momento de base
	$\tan \alpha \leq \frac{6 \cdot \mu \cdot G}{b \cdot t^2 \cdot C_t} \Rightarrow M_s = \frac{bt^3}{12} \cdot C_t \cdot \tan \alpha$ $\tan \alpha > \frac{6 \cdot \mu \cdot G}{b \cdot t^2 \cdot C_t} \Rightarrow M_s = \frac{bt^3}{36} \cdot C_t \cdot \tan \alpha$	$\tan \alpha \leq \frac{2 \cdot G}{a \cdot b^2 \cdot C_b} \Rightarrow M_b = \frac{b \cdot a^3}{12} \cdot C_b \cdot \tan \alpha$ $\tan \alpha > \frac{6 \cdot \mu \cdot G}{b \cdot t^2 \cdot C_t} \Rightarrow M_b = G \left(\frac{a}{2} - \frac{2}{3} \sqrt{\frac{G}{2 \cdot b \cdot C_b \cdot \tan \alpha}} \right)$
	$\tan \alpha \leq \frac{6 \cdot \mu \cdot G}{b \cdot t^2 \cdot C_t} \Rightarrow M_s = \frac{bt^3}{12} \cdot C_t \cdot \tan \alpha$ $\tan \alpha > \frac{6 \cdot \mu \cdot G}{b \cdot t^2 \cdot C_t} \Rightarrow M_s = \frac{bt^3}{36} \cdot C_t \cdot \tan \alpha$	$\tan \alpha \leq \frac{2 \cdot G}{a \cdot b^2 \cdot C_b} \Rightarrow M_b = \frac{b \cdot a^3}{12} \cdot C_b \cdot \tan \alpha$ $\tan \alpha > \frac{6 \cdot \mu \cdot G}{b \cdot t^2 \cdot C_t} \Rightarrow M_b = G \left(\frac{a}{2} - \frac{2}{3} \sqrt{\frac{G}{2 \cdot b \cdot C_b \cdot \tan \alpha}} \right)$
	$\tan \alpha \leq \frac{4,5 \cdot \mu \cdot G}{a \cdot t^2 \cdot C_t} \Rightarrow M_s = \frac{\sqrt{2} \cdot a \cdot t^3}{12} \cdot C_t \cdot \tan \alpha$ $\tan \alpha > \frac{4,5 \cdot \mu \cdot G}{a \cdot t^2 \cdot C_t} \Rightarrow M_s = \frac{\sqrt{2} \cdot a \cdot t^3}{36} \cdot C_t \cdot \tan \alpha$	$\tan \alpha \leq \frac{\sqrt{2} \cdot G}{a^3 \cdot C_b} \Rightarrow M_b = \frac{a^4}{12} \cdot C_b \cdot \tan \alpha$ $\tan \alpha > \frac{\sqrt{2} \cdot G}{a^3 \cdot C_b} \Rightarrow M_b = G \left(\frac{\sqrt{2} \cdot a}{2} - \frac{\sqrt{\frac{3 \cdot G}{C_b \cdot \tan \alpha}}}{2} \right)$
	$\tan \alpha \leq \frac{8,8 \cdot \mu \cdot G}{d \cdot t^2 \cdot C_t} \Rightarrow M_s = \frac{d \cdot t^3}{17,6} \cdot C_t \cdot \tan \alpha$ $\tan \alpha > \frac{8,8 \cdot \mu \cdot G}{d \cdot t^2 \cdot C_t} \Rightarrow M_s = \frac{d \cdot t^3}{52,8} \cdot C_t \cdot \tan \alpha$	$\tan \alpha \leq \frac{5,1 \cdot G}{d^3 \cdot C_b} \Rightarrow M_b = \frac{\pi \cdot d^4}{64} \cdot C_b \cdot \tan \alpha$ $\tan \alpha > \frac{5,1 \cdot G}{d^3 \cdot C_b} \Rightarrow M_b = c \cdot d \cdot G$

Capítulo 4

Projecto de um mastro metálico

4.1 Introdução

Neste capítulo, pretende-se dimensionar um mastro meteorológico de 40 metros de altura. O dimensionamento consiste na elaboração e validação do projecto deste mesmo mastro. Para tal, foi elaborada uma modelação da estrutura com o auxílio do *software* de elementos finitos SAP2000. Para o cálculo, dividiu-se a estrutura em elementos de barra com 1m de comprimento. Com esta modelação, obtiveram-se resultados de uma análise estática (esforços e deformações) e modal (frequências próprias e modos de vibração da estrutura) como descrito anteriormente.

4.2 Localização do mastro metálico

A localização do mastro é um factor muito importante a ter em conta na fase inicial de projecto, já que diversas variáveis associadas à caracterização do vento, como a rugosidade do terreno, a orografia e a própria velocidade do vento, vão depender da sua localização. Uma vez que não se trata de um exemplo real, optou-se pela situação mais gravosa, ou seja, considera-se o mastro localizado no mar ou em zona costeira exposta a mar aberto, o que corresponde a um terreno tipo 0 e a uma velocidade de base do vento de 30m/s.

4.3 Caracterização da estrutura

O mastro de inércia variável é constituído por um fuste tronco-cónico formado por 4 perfis tubulares de 10 metros, todos em aço S355. Para efeitos de pré-dimensionamento, considerou-se que o topo tem um diâmetro mínimo de 0,25m, de modo a suportar os equipamentos que o mastro possui. As características das secções, tais como o diâmetro e espessura de cada troço, são apresentadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Diâmetros e espessuras para cada troço do mastro.

<i>Troço 1</i>			<i>Troço 2</i>		
<i>z (m)</i>	<i>D (m)</i>	<i>t (mm)</i>	<i>z (m)</i>	<i>D (m)</i>	<i>t (mm)</i>
0	0,825	8	10	0,681	8
1	0,811	8	11	0,667	8
2	0,796	8	12	0,653	8
3	0,782	8	13	0,638	8
4	0,768	8	14	0,624	8
5	0,753	8	15	0,609	8
6	0,739	8	16	0,595	8
7	0,724	8	17	0,581	8
8	0,710	8	18	0,566	8
9	0,696	8	19	0,552	8
10	0,681	8	20	0,538	8

<i>Troço 3</i>			<i>Troço 4</i>		
<i>z (m)</i>	<i>D (m)</i>	<i>t (mm)</i>	<i>z (m)</i>	<i>D (m)</i>	<i>t (mm)</i>
20	0,538	6	30	0,394	6
21	0,523	6	31	0,379	6
22	0,509	6	32	0,365	6
23	0,494	6	33	0,351	6
24	0,480	6	34	0,336	6
25	0,466	6	35	0,322	6
26	0,451	6	36	0,308	6
27	0,437	6	37	0,293	6
28	0,423	6	38	0,279	6
29	0,408	6	39	0,264	6
30	0,394	6	40	0,250	6

As propriedades geométricas são apresentadas em Anexo.

4.4 Classificação das acções

4.4.1 Acções permanentes

Acções permanentes são acções cuja intensidade se mantém constante ao longo da vida da estrutura. As únicas acções permanentes consideradas foram o peso próprio da estrutura e dos equipamentos que a compõem. Como equipamento considerou-se um anemómetro situado no topo do mastro com um peso de 250N e cabos com um peso de 15 N/m.

4.4.2 Acções variáveis

Acções variáveis são acções que variam de uma forma importante no espaço e no tempo. A única acção variável considerada foi a acção do vento. A acção da neve é desprezável, uma vez que a superfície propícia à sua acumulação é insignificante. A acção do sismo é igualmente desprezável, dado que esta acção depende essencialmente da massa da estrutura e, tendo em conta que um mastro metálico apresenta um peso próprio reduzido, o seu efeito provoca esforços menores que a acção do vento, logo despreza-se o seu efeito. A acção da temperatura é igualmente desprezável uma vez que a estrutura em análise é isostática.

4.5 Acção do vento

A acção do vento tem grande importância no dimensionamento deste tipo de estruturas, não só por ser uma acção preponderante, mas também porque é necessário ter em conta o comportamento dinâmico da estrutura. A acção do vento sobre a estrutura é determinada de acordo com a norma EN 1991-1-4 [14].

4.5.1 Velocidade média do vento

Devido à sua variabilidade no tempo e no espaço, a velocidade do vento pode ser dividida em duas partes: um valor médio e uma parcela resultante da flutuação, associada a rajadas. A velocidade média do vento deve ser determinada a partir do valor de referência da velocidade média v_b .

A equação que define a velocidade média é:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (4.1)$$

O coeficiente de orografia, $c_0(z)$ foi considerado igual a 1. Para efeitos da quantificação do valor básico da velocidade média, considera-se o país dividido nas seguintes zonas:

- Zona A- a generalidade do território, excepto as regiões pertencentes à zona B;
- Zona B- os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5km de largura ou altitudes superiores a 600 metros.

O valor da velocidade média de referência, v_b a ser considerado para cada uma das zonas do país é apresentado na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Valores de referência da velocidade média do vento para diferentes zonas do país [14].

<i>Zona</i>	v_b (m/s)
<i>A</i>	27
<i>B</i>	30

Para efeitos de dimensionamento do mastro, a localização escolhida foi a situação mais gravosa, ou seja, a zona B, que corresponde a uma velocidade de 30m/s. O coeficiente de rugosidade do terreno tem em conta a variação da velocidade do vento em função da altura ao solo (z) e da rugosidade do terreno. O coeficiente de rugosidade $c_r(z)$ é dado por:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (4.2)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{para} \quad z \leq z_{min}$$

O factor de rugosidade é dado por:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (4.3)$$

A classificação dos terrenos em termos de rugosidade é feita com base na Tabela 4.3. É também apresentado o valor do comprimento de rugosidade e da altura mínima a considerar.

Tabela 4.3 – Categoria e parâmetros do terreno [14].

Categoria de terreno	z_0 (m)	z_{min}
0- No mar ou em zona costeira exposta a mar aberto	0,003	1
I- Junto a lagos ou a uma zona plana sem obstáculos	0,01	1
II – Zona rural com árvores ou casas isoladas	0,05	2
III – Zonas industriais e suburbanas ou florestas	0,3	5
IV – Zonas urbanas com pelo menos 15% de área ocupada com edifícios com altura média superior a 15 m	1	10

z_{max} é considerado igual a 200m.

4.5.2 Pressão do vento

A Figura 4.1 mostra o diagrama de velocidades do vento num dado instante. Como se pode observar, a velocidade do vento varia substancialmente em relação ao valor médio. Assim, deve considerar-se o valor da velocidade do vento associado à envolvente representada.

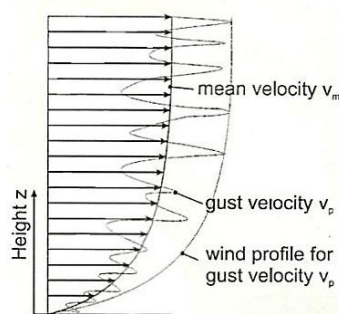


Figura 4.1 – Diagrama de velocidades.

O valor da pressão correspondente a essa envolvente tem o nome de pressão de pico, e é dado por:

$$q_p(z) = \left| 1 + 7 \cdot I_v(z) \right| \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (4.4)$$

A intensidade de turbulência $I_v(z)$ é função do desvio padrão e da velocidade média e depende da rugosidade do terreno e da altura ao solo.

$$I_v(z) = \frac{1}{\ln(z/z_0)} \quad \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{para } z \leq z_{min} \quad (4.5)$$

Os valores do coeficiente de rugosidade, da velocidade média, da intensidade de turbulência, da pressão e da velocidade de rajada do vento para o mastro são apresentados nas Tabelas 4.4 a 4.7.

Tabela 4.4- Coeficiente de rugosidade, velocidade média, intensidade de turbulência, pressão e velocidade de rajada do vento para o troço 1 do mastro.

<i>Troço 1</i>							
z (m)	D (m)	t (mm)	$C_r(z)$	v_m (m/s)	I_v	q_p (Pa)	v_r (m/s)
0	0,825	8	0,906	27,2	0,172	1019,1	40,4
1	0,811	8	0,906	27,2	0,172	1019,1	40,4
2	0,796	8	1,015	30,4	0,154	1202,4	43,9
3	0,782	8	1,078	32,3	0,145	1315,7	45,9
4	0,768	8	1,123	33,7	0,139	1398,9	47,3
5	0,753	8	1,158	34,7	0,135	1464,9	48,4
6	0,739	8	1,186	35,6	0,132	1519,9	49,3
7	0,724	8	1,210	36,3	0,129	1567,1	50,1
8	0,710	8	1,231	36,9	0,127	1608,5	50,7
9	0,696	8	1,249	37,5	0,125	1645,4	51,3
10	0,681	8	1,266	38,0	0,123	1678,8	51,8

Tabela 4.5- Coeficiente de rugosidade, velocidade média, intensidade de turbulência, pressão e velocidade de rajada do vento para o troço 2 do mastro.

<i>Troço 2</i>							
z (m)	D (m)	t (mm)	$C_r(z)$	v_m (m/s)	I_v	q_p (Pa)	v_r (m/s)
10	0,681	8	1,266	38,0	0,123	1678,8	51,8
11	0,667	8	1,281	38,4	0,122	1709,2	52,3
12	0,653	8	1,294	38,8	0,121	1737,2	52,7
13	0,638	8	1,307	39,2	0,119	1763,2	53,1
14	0,624	8	1,318	39,5	0,118	1787,4	53,5
15	0,609	8	1,329	39,9	0,117	1810,0	53,8
16	0,595	8	1,339	40,2	0,117	1831,3	54,1
17	0,581	8	1,349	40,5	0,116	1851,4	54,4
18	0,566	8	1,357	40,7	0,115	1870,5	54,7
19	0,552	8	1,366	41,0	0,114	1888,6	55,0
20	0,538	8	1,374	41,2	0,114	1905,8	55,2

Tabela 4.6- Coeficiente de rugosidade, velocidade média, intensidade de turbulência, pressão e velocidade de rajada do vento para o troço 3 do mastro.

<i>Troço 3</i>							
z (m)	D (m)	t (mm)	$C_r(z)$	v_m (m/s)	I_v	q_p (Pa)	v_r (m/s)
20	0,538	6	1,374	41,2	0,114	1905,8	55,2
21	0,523	6	1,381	41,4	0,113	1922,3	55,5
22	0,509	6	1,389	41,7	0,112	1938,1	55,7
23	0,494	6	1,396	41,9	0,112	1953,2	55,9
24	0,480	6	1,402	42,1	0,111	1967,7	56,1
25	0,466	6	1,409	42,3	0,111	1981,7	56,3
26	0,451	6	1,415	42,4	0,110	1995,2	56,5
27	0,437	6	1,421	42,6	0,110	2008,2	56,7
28	0,423	6	1,426	42,8	0,109	2020,8	56,9
29	0,408	6	1,432	43,0	0,109	2033,0	57,0
30	0,394	6	1,437	43,1	0,109	2044,7	57,2

Tabela 4.7 - Coeficiente de rugosidade, velocidade média, intensidade de turbulência, pressão e velocidade de rajada do vento para o troço 4 do mastro.

<i>Troço 4</i>							
z (m)	D (m)	t (mm)	$C_r(z)$	V_m (m/s)	I_v	q_p (Pa)	v_r (m/s)
30	0,394	6	1,437	43,1	0,109	2044,7	57,2
31	0,379	6	1,442	43,3	0,108	2056,2	57,4
32	0,365	6	1,447	43,4	0,108	2067,3	57,5
33	0,351	6	1,452	43,6	0,107	2078,0	57,7
34	0,336	6	1,457	43,7	0,107	2088,5	57,8
35	0,322	6	1,461	43,8	0,107	2098,7	57,9
36	0,308	6	1,466	44,0	0,106	2108,7	58,1
37	0,293	6	1,470	44,1	0,106	2118,4	58,2
38	0,279	6	1,474	44,2	0,106	2127,8	58,3
39	0,264	6	1,478	44,3	0,106	2137,0	58,5
40	0,250	6	1,482	44,5	0,105	2146,0	58,6

4.5.3 Coeficiente de força

Segundo a norma EN 1991-1-4, o coeficiente de força fornece “o efeito global do vento sobre uma construção, um elemento estrutural ou um componente, considerados no seu todo e incluindo o atrito, caso este não seja especificadamente excluído”. Torna-se assim indispensável uma análise cuidada deste coeficiente no âmbito deste trabalho. Os coeficientes de força aerodinâmicos dependem de vários factores, como o número de *Reynolds* e a forma geométrica da secção da estrutura. O coeficiente de força para um cilindro de base circular e comprimento finito é dado por:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \quad (4.6)$$

O valor de $c_{f,0}$ é obtido através do gráfico ilustrado na Figura 4.2. Esta figura mostra como varia o $c_{f,0}$ para cilindros em função do número de *Reynolds*, para diferentes valores de rugosidade equivalente k/b .

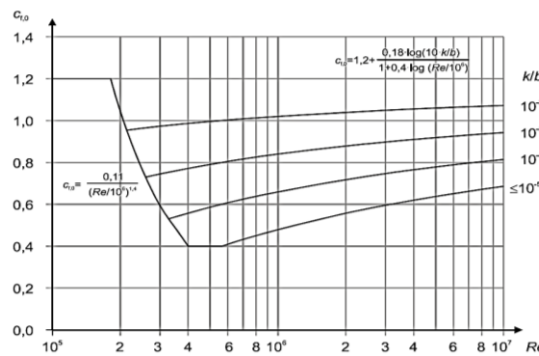


Figura 4.2– Coeficiente de força $c_{f,0}$ para cilindros de base circular sem livre escoamento em torno das extremidades [14].

O número de *Reynolds* é dado pela seguinte expressão:

$$Re = \frac{U \cdot b}{\nu} \quad (4.7)$$

Onde U é a velocidade de pico do vento, b é o diâmetro da secção transversal e ν é viscosidade cinemática do ar.

A rugosidade superficial da estrutura k varia consoante o material da estrutura e pode obtida para diferentes tipos de material através da Tabela 4.8. Para este caso, foi considerada a rugosidade do aço galvanizado.

Tabela 4.8-Rugosidades superficiais equivalentes k [14].

Tipo de superfície	Rugosidade equivalente k (mm)
Aço galvanizado	0,2
Ferro fundido	0,2
Aço- superfície lisa	0,05
Pintura aplicada à pistola	0,02

Para mastros de secção circular, a esbelteza efectiva deve variar linearmente com a altura, de acordo com a tabela seguinte:

Tabela 4.9 - Valores de esbelteza λ recomendados [14].

	Altura <15m	Altura >50m
λ	$\min\left(\frac{l}{b}; 70\right)$	$\min\left(0,7 \frac{l}{b}; 70\right)$

Para estruturas com altura entre 15 e 50 m, deverá ser efectuada uma interpolação linear para a obtenção da esbelteza efectiva. O coeficiente de extremidade ψ_h varia com o índice de cheios da estrutura e com a esbelteza efectiva da estrutura, tal como se pode observar na Figura 4.3.

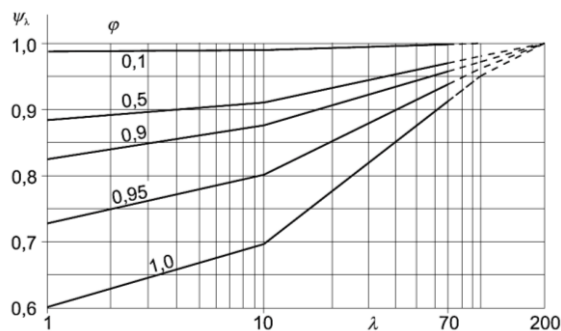


Figura 4.3 -Valores indicativos do coeficiente de extremidade ψ_h em função do índice de cheios φ e da esbelteza efectiva [14].

Para estruturas de forma cilíndrica, a função que dá o coeficiente de extremidade é a que corresponde a um índice de cheios $\varphi=1$.

O coeficiente de força, c_f para os diferentes troços do mastro é apresentado na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 - Coeficiente de força para os troços do mastro.

Troço 1								Troço 2							
z (m)	D (m)	Re	λ	$\psi\lambda$	k/b	$c_{f,0}$	c_f	z (m)	D (m)	Re	λ	$\psi\lambda$	k/b	$c_{f,0}$	c_f
0	0,825	2,22E+06	38,1	0,84	0,00024	0,79	0,66	10	0,681	2,35E+06	45,7	0,86	0,00029	0,80	0,69
1	0,811	2,18E+06	38,4	0,85	0,00025	0,79	0,67	11	0,667	2,32E+06	46,6	0,87	0,00030	0,80	0,70
2	0,796	2,33E+06	39,1	0,85	0,00025	0,79	0,67	12	0,653	2,29E+06	47,6	0,87	0,00031	0,80	0,70
3	0,782	2,39E+06	39,8	0,85	0,00026	0,79	0,68	13	0,638	2,26E+06	48,7	0,87	0,00031	0,81	0,70
4	0,768	2,42E+06	40,6	0,85	0,00026	0,80	0,68	14	0,624	2,22E+06	49,8	0,87	0,00032	0,81	0,70
5	0,753	2,43E+06	41,3	0,85	0,00027	0,80	0,68	15	0,609	2,19E+06	51,0	0,88	0,00033	0,81	0,71
6	0,739	2,43E+06	42,1	0,86	0,00027	0,80	0,68	16	0,595	2,15E+06	52,2	0,88	0,00034	0,81	0,71
7	0,724	2,42E+06	43,0	0,86	0,00028	0,80	0,69	17	0,581	2,11E+06	53,5	0,88	0,00034	0,81	0,71
8	0,710	2,40E+06	43,8	0,86	0,00028	0,80	0,69	18	0,566	2,07E+06	54,8	0,88	0,00035	0,81	0,71
9	0,696	2,38E+06	44,7	0,86	0,00029	0,80	0,69	19	0,552	2,02E+06	56,2	0,89	0,00036	0,81	0,72
10	0,681	2,35E+06	45,7	0,86	0,00029	0,80	0,69	20	0,538	1,98E+06	57,7	0,89	0,00037	0,81	0,72

Troço 3								Troço 4							
z (m)	D (m)	Re	λ	$\psi\lambda$	k/b	$c_{f,0}$	c_f	z (m)	D (m)	Re	λ	$\psi\lambda$	k/b	$c_{f,0}$	c_f
20	0,538	1,98E+06	57,7	0,89	0,00037	0,81	0,72	30	0,394	1,50E+06	70,0	0,91	0,00051	0,81	0,74
21	0,523	1,93E+06	59,3	0,89	0,00038	0,81	0,72	31	0,379	1,45E+06	70,0	0,91	0,00053	0,81	0,74
22	0,509	1,89E+06	60,9	0,90	0,00039	0,81	0,73	32	0,365	1,40E+06	70,0	0,91	0,00055	0,82	0,74
23	0,494	1,84E+06	62,7	0,90	0,00040	0,81	0,73	33	0,351	1,35E+06	70,0	0,91	0,00057	0,82	0,74
24	0,480	1,80E+06	64,5	0,90	0,00042	0,81	0,73	34	0,336	1,30E+06	70,0	0,91	0,00059	0,82	0,74
25	0,466	1,75E+06	66,5	0,90	0,00043	0,81	0,73	35	0,322	1,24E+06	70,0	0,91	0,00062	0,82	0,74
26	0,451	1,70E+06	68,6	0,91	0,00044	0,81	0,74	36	0,308	1,19E+06	70,0	0,91	0,00065	0,82	0,74
27	0,437	1,65E+06	70,0	0,91	0,00046	0,81	0,74	37	0,293	1,14E+06	70,0	0,91	0,00068	0,82	0,75
28	0,423	1,60E+06	70,0	0,91	0,00047	0,81	0,74	38	0,279	1,08E+06	70,0	0,91	0,00072	0,82	0,75
29	0,408	1,55E+06	70,0	0,91	0,00049	0,81	0,74	39	0,264	1,03E+06	70,0	0,91	0,00076	0,82	0,75
30	0,394	1,50E+06	70,0	0,91	0,00051	0,81	0,74	40	0,250	9,77E+05	70,0	0,91	0,00080	0,82	0,75

4.5.4 Coeficiente estrutural

O coeficiente estrutural $c_s c_d$ tem em conta o efeito nas acções do vento da não simultaneidade na ocorrência das pressões de pico sobre a superfície c_s em conjunto com o efeito das vibrações da estrutura devidas à turbulência c_d , e pode ser calculado através da seguinte equação:

$$c_s c_d = \frac{1 + 2.k_p . I_v(z_s) . \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 . I_v(z_s)} \quad (4.8)$$

onde k_p é factor de pico, I_v a intensidade da turbulência, B^2 a componente de resposta quase-estática, R^2 a componente ressonante e z_s a altura de referência (60% da altura total do mastro).

Este procedimento estima então a resposta dinâmica da estrutura como a raiz quadrada da soma de uma componente de ressonância e outra designada por componente de fundo. O coeficiente de escala c_s tem em conta a redução do efeito da acção do vento, pelo facto de não ocorrer simultaneamente a acção de vento de rajada ao longo de toda a superfície, e pode ser obtido por:

$$c_s = \frac{1 + 7I_v(z_s)\sqrt{B^2}}{1 + 7I_v(z_s)} \quad (4.9)$$

O coeficiente dinâmico c_d tem em conta o aumento da acção do vento devido ao facto de uma estrutura entrar em ressonância com a turbulência, e pode ser obtido através da seguinte equação:

$$c_d = \frac{1 + 2K_p I_v(z_s)\sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7I_v(z_s)\sqrt{B^2}} \quad (4.10)$$

De acordo com a norma EN1991-1-4, a avaliação das componentes B^2 , R^2 , e K_p pode ser feita de acordo com dois procedimentos distintos, mencionados nos anexos B e C da norma. Ambos os anexos indicam que é conservativo tomar $B^2 = 1$.

4.5.4.1 Método do Anexo B

A escala de turbulência $L(z)$ representa a dimensão média dos turbilhões do vento natural, para uma altura de referência de 60% do valor da altura total da estrutura. Para alturas inferiores a 200 metros, a escala de turbulência pode ser calculada através da expressão:

$$L(z) = 300 \cdot \left(\frac{z}{200} \right)^{0,67 + 0,05 \ln(z_0)} \quad \text{para } z \geq z_{min} \quad (4.11)$$

$$L(z) = L(z_{min}) \quad \text{para } z < z_{min}$$

A distribuição da energia do vento em frequência é expressa pela função densidade espectral de potência adimensional $S_L(z, n)$ e calcula-se da seguinte forma:

$$S_L(z, n) = \frac{n \cdot S_v(z, n)}{\sigma_v^2} = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}} \quad (4.12)$$

onde $f_L(z, n)$ é a frequência adimensional, que pode ser obtida através da expressão:

$$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)} \quad (4.13)$$

O coeficiente de resposta quase-estática, B^2 traduz a falta de correlação das pressões na superfície da estrutura e pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0,63}} \quad (4.14)$$

onde b é o diâmetro da secção transversal e h a altura do mastro.

O factor de pico k_p é definido como a razão entre o valor máximo da parte flutuante da resposta e o desvio padrão da mesma e deverá ser obtido através da expressão:

$$k_p = \max\left(\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}}; 3\right) \quad (4.15)$$

Onde T é a duração de integração da velocidade média do vento ($T=600s$).

A frequência de passagens ascendentes é dada por:

$$v = \max\left(n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}}; 0,08\right) \quad (4.16)$$

onde $n_{1,x}$ é a frequência natural da estrutura.

O coeficiente de resposta em ressonância R^2 tem em conta o efeito da turbulência em ressonância para o modo de vibração considerado da estrutura, e deverá ser calculado através da expressão:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) \quad (4.17)$$

onde S_L é a função de densidade espectral de potência adimensional, δ é o decremento logarítmico total de amortecimento e R_h, R_b são funções de admitância aerodinâmica. As funções de admitância aerodinâmica R_h e R_b para uma configuração de modo fundamental são estimadas através das expressões:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} \cdot (1 - e^{-2\eta_h}) \quad (4.18)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2\eta_b^2} \cdot (1 - e^{-2\eta_b}) \quad (4.19)$$

onde $\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x})$ e $\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x})$.

A massa equivalente por unidade de comprimento, m_e relativa ao modo fundamental é fornecida pela expressão:

$$m_e = \frac{\int_0^h m(z) \cdot \phi_1^2(z) dz}{\int_0^h \phi_1^2(z) dz} \quad (4.20)$$

onde m é a massa da estrutura e ϕ_1 é modo fundamental de flexão, que é dado por:

$$\phi_1(z) = \left(\frac{z}{h} \right)^2$$

Alternativamente, para estruturas em consola com uma distribuição de massa variável, poderá ser estimado pelo valor médio de m no terço superior da estrutura, ou seja, a massa equivalente pode ser dada por:

$$m_e = \frac{\int_{2/3h}^h m(z) \cdot dz}{1/3 h} \quad (4.21)$$

O decremento logarítmico de amortecimento relativo ao modo fundamental de flexão, δ , pode ser estimado através da expressão:

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (4.22)$$

O amortecimento logarítmico estrutural δ_s para mastros metálicos deverá ser considerado igual a 0,012. δ_d é o coeficiente de amortecimento logarítmico que resulta da instalação de equipamento para dissipação na estrutura. δ_a é o coeficiente de amortecimento logarítmico aerodinâmico para o modo fundamental, e pode ser estimado através da expressão:

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e} \quad (4.23)$$

Para o mastro analisado, os resultados do método do Anexo B para cálculo do coeficiente estrutural são apresentados na Tabela 4.11.

Tabela 4.11- Resultados do método do Anexo B da norma EN 1991-1-4 do coeficiente estrutural.

<i>Método Anexo B</i>		
$Z_s = 24m$	$L(Z_s) = 134,2m$	$B^2 = 0,703$
$f_L(z,n) = 2,10$	$S_L(z,n) = 0,08$	$R_h = 0,287$
$R_b = 0,988$	$\phi(z) = 0,36$	$m_e = 53,4Kg / m$
$\delta_a = 0,262$	$\delta = 0,274$	$R^2 = 0,41$
$v = 0,331$	$K_p = 3,44$	$c_s c_d = 1,02$

Os resultados do método do Anexo B para cálculo do coeficiente estrutural, ao considerar-se $B^2=1$ conservativamente, como indica o Eurocódigo, são apresentados na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 - Resultados do método do Anexo B da norma EN 1991-1-4 do coeficiente estrutural, considerando $B^2=1$.

<i>Método Anexo B</i>		
$Z_s = 24m$	$L(Z_s) = 134,2m$	$B^2 = 1$
$f_L(z,n) = 2,10$	$S_L(z,n) = 0,08$	$R_h = 0,287$
$R_b = 0,988$	$\phi(z) = 0,36$	$m_e = 53,4Kg / m$
$\delta_a = 0,262$	$\delta = 0,274$	$R^2 = 0,41$
$v = 0,249$	$K_p = 3,35$	$c_s c_d = 1,06$

4.5.4.2 Método do Anexo C

O coeficiente de resposta quase-estática para este método pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$B^2 = \frac{1}{1 + \frac{3}{2} \sqrt{\left(\frac{b}{L(z_s)}\right)^2 + \left(\frac{h}{L(z_s)}\right)^2 + \left(\frac{b}{L(z_s)} \frac{h}{L(z_s)}\right)^2}} \quad (4.24)$$

O coeficiente de resposta em ressonância R^2 relaciona o efeito da turbulência com a frequência natural das estruturas e é dado por:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} S_L(z_s, n_{1,x}) K_s(n_{1,x}) \quad (4.25)$$

Com,

$$K_s(n_{1,x}) = \frac{1}{1 + \sqrt{\left(G_y \phi_y\right)^2 + \left(G_z \phi_z\right)^2 + \left(\frac{2}{\pi} G_y \phi_y G_z \phi_z\right)^2}} \quad (4.26)$$

Onde G_y e G_z são constantes que, para mastros onde a configuração modal $\phi(z)$ toma a forma parabólica, assumem o valor de $\frac{1}{2}$ e $\frac{5}{18}$, respectivamente. Os resultados do método do Anexo C para cálculo do coeficiente estrutural são apresentados na Tabela 4.13.

Tabela 4.13- Resultados do método do Anexo C da norma EN 1991-1-4 do coeficiente estrutural.

<i>Método Anexo C</i>		
$Z_s = 24m$	$L(z_s) = 134,2m$	$B^2 = 0,691$
$f_L(z, n) = 2,10$	$S_L(n, z) = 0,08$	$K_s = 0,316$
$R^2 = 0,46$	$v = 0,363$	$K_p = 3,46$
$c_s = 0,926$	$c_d = 1,11$	$c_s c_d = 1,03$

Os resultados do método do Anexo C para cálculo do coeficiente estrutural, ao considerar-se $B^2=1$, são apresentados na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 - Resultados do método do Anexo C da norma EN 1991-1-4 do coeficiente estrutural, considerando $B^2=1$.

<i>Método Anexo C</i>		
$Z_s = 24m$	$L(z_s) = 134,2m$	$B^2 = 1$
$f_L(z, n) = 2,10$	$S_L(n, z) = 0,08$	$K_s = 0,316$
$R^2 = 0,46$	$v = 0,274$	$K_p = 3,38$
$c_s = 1,0$	$c_d = 1,07$	$c_s c_d = 1,07$

O valor do coeficiente estrutural considerado foi o obtido através do método do Anexo C, considerando $B^2=1$, uma vez que apresenta um valor mais elevado.

4.5.5 Força do vento

A força devido ao vento, F_w , que actua na estrutura ou num elemento estrutural é apresentada na Tabela 4.15, sendo dada por:

$$F_w = c_s c_d c_f q_p(z_e) A_{ref} \quad (4.27)$$

Tabela 4.15 – Força do vento a actuar no mastro.

Troço 1						Troço 2					
z (m)	D (m)	q_p (Pa)	c_f	A_{ref} (m ² /m)	F_w (kN/m)	z (m)	D (m)	q_p (Pa)	c_f	A_{ref} (m ² /m)	F_w (kN/m)
0	0,825	1019,1	0,66	0,00	0,59	10	0,681	1678,8	0,69	0,68	0,85
1	0,811	1019,1	0,67	0,81	0,59	11	0,667	1709,2	0,70	0,67	0,85
2	0,796	1202,4	0,67	0,80	0,69	12	0,653	1737,2	0,70	0,65	0,85
3	0,782	1315,7	0,68	0,78	0,74	13	0,638	1763,2	0,70	0,64	0,84
4	0,768	1398,9	0,68	0,77	0,78	14	0,624	1787,4	0,70	0,62	0,84
5	0,753	1464,9	0,68	0,75	0,80	15	0,609	1810,0	0,71	0,61	0,83
6	0,739	1519,9	0,68	0,74	0,82	16	0,595	1831,3	0,71	0,60	0,83
7	0,724	1567,1	0,69	0,72	0,83	17	0,581	1851,4	0,71	0,58	0,82
8	0,710	1608,5	0,69	0,71	0,84	18	0,566	1870,5	0,71	0,57	0,81
9	0,696	1645,4	0,69	0,70	0,85	19	0,552	1888,6	0,72	0,55	0,80
10	0,681	1678,8	0,69	0,68	0,85	20	0,538	1905,8	0,72	0,54	0,79

Troço 3						Troço 4					
z (m)	D (m)	q_p (Pa)	c_f	A_{ref} (m ² /m)	F_w (kN/m)	z (m)	D (m)	q_p (Pa)	c_f	A_{ref} (m ² /m)	F_w (kN/m)
20	0,538	1905,8	0,72	0,54	0,79	30	0,394	2044,7	0,74	0,39	0,64
21	0,523	1922,3	0,72	0,52	0,78	31	0,379	2056,2	0,74	0,38	0,62
22	0,509	1938,1	0,73	0,51	0,77	32	0,365	2067,3	0,74	0,37	0,60
23	0,494	1953,2	0,73	0,49	0,75	33	0,351	2078,0	0,74	0,35	0,58
24	0,480	1967,7	0,73	0,48	0,74	34	0,336	2088,5	0,74	0,34	0,56
25	0,466	1981,7	0,73	0,47	0,73	35	0,322	2098,7	0,74	0,32	0,54
26	0,451	1995,2	0,74	0,45	0,71	36	0,308	2108,7	0,74	0,31	0,52
27	0,437	2008,2	0,74	0,44	0,69	37	0,293	2118,4	0,75	0,29	0,50
28	0,423	2020,8	0,74	0,42	0,68	38	0,279	2127,8	0,75	0,28	0,47
29	0,408	2033,0	0,74	0,41	0,66	39	0,264	2137,0	0,75	0,26	0,45
30	0,394	2044,7	0,74	0,39	0,64	40	0,250	2146,0	0,75	0,25	0,43

Para efeitos de cálculo da força do vento a actuar no anemómetro, considerou-se que a área deste instrumento exposta ao vento era de 0,05 m², resultando numa força de 0,1kN a actuar no topo do mastro na direcção do vento.

4.5.6 Desprendimento de vórtices

Para além da acção do vento segundo a direcção de propagação do mesmo, poderão ocorrer acções perpendiculares devido à formação de turbilhões de *von Karman*. Estes turbilhões poderão formar-se caso a frequência da partilha de vórtices seja muito próxima da frequência fundamental da estrutura. O Eurocódigo 1 [14] define a velocidade crítica para vibrações transversais ressonantes da seguinte forma:

$$v_{crit} = \frac{b \cdot n_{i,y}}{St} \quad (4.28)$$

Onde b é o diâmetro exterior da secção, St é o número de *Strouhal* que para secções circulares é igual a 0,18 e $n_{i,y}$ é a frequência natural de vibração.

Por questões de segurança, a velocidade crítica deverá ser 25% superior à velocidade média do vento, por forma a poder ser desprezado o efeito de desprendimento de vórtices:

$$v_{crit} > 1,25 \cdot v_m(z) \quad (4.29)$$

Caso a condição anterior não seja verificada, é necessário acrescentar uma força de inércia $F_w(s)$ na direcção perpendicular à direcção principal do vento, obtida pela expressão:

$$F_w(s) = m(z) \cdot (2 \cdot \pi \cdot n_{i,y}) \cdot \phi_{i,y}(z) \cdot y_{F,max} \quad (4.30)$$

onde $y_{F,max}$ é o deslocamento máximo e $\phi_{i,y}(z)$ é a configuração modal normalizada da estrutura.

Para o cálculo de $y_{F,max}$, o Eurocódigo 1 propõe dois métodos, sendo que o método 2 é mais indicado no que respeita aos mastros [14]. Segundo o método 2, o deslocamento $y_{F,max}$ pode ser calculado através da expressão:

$$y_{F,max} = \sigma_y \cdot k_p \quad (4.31)$$

Onde σ_y é o desvio padrão e k_p o factor de pico.

O desvio padrão σ_y é definido por :

$$\frac{\sigma_y}{b} = \frac{1}{St^2} \cdot \frac{C_c}{\sqrt{\frac{Sc}{4 \cdot \pi} - k_a \cdot \left(1 - \left(\frac{\sigma_y}{b \cdot a_L}\right)\right)}} \cdot \sqrt{\frac{\rho \cdot b^2}{m_e}} \cdot \sqrt{\frac{b}{h}} \quad (4.32)$$

Onde k_a é o coeficiente de amortecimento aerodinâmico, Sc é o número de Scruton e a_L é amplitude limite normalizada.

A solução da equação anterior pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$\left(\frac{\sigma_y}{b}\right)^2 = c_1 + \sqrt{c_1^2 + c_2} \quad (4.33)$$

Em que c_1 e c_2 são obtidos por:

$$c_1 = \frac{a_L^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{Sc}{4 \cdot \pi \cdot k_a}\right) \quad (4.34)$$

$$c_2 = \frac{\rho \cdot b^2}{m_e} \cdot \frac{a_L^2}{k_a} \cdot \frac{C_c^2}{S_t^4} \cdot \frac{b}{h} \quad (4.35)$$

Onde C_c é o coeficiente aerodinâmico.

Na Tabela 4.16, são fornecidos os valores C_c , k_a e a_L para um cilindro de base circular.

Tabela 4.16 – Coeficientes para determinação do efeito de desprendimento de vórtices [14].

	$Re(v_{crit}) \leq 10^5$	$Re(v_{crit}) = 10^5$	$Re(v_{crit}) > 10^6$
C_c	0,02	0,005	0,01
$K_{a,max}$	2	0,5	1
a_L	0,4	0,4	0,4

Para valores intermédios de Re , os coeficientes C_c e k_a variam linearmente com o logaritmo do número de *Reynolds*, como se pode observar no gráfico da Figura 4.4.

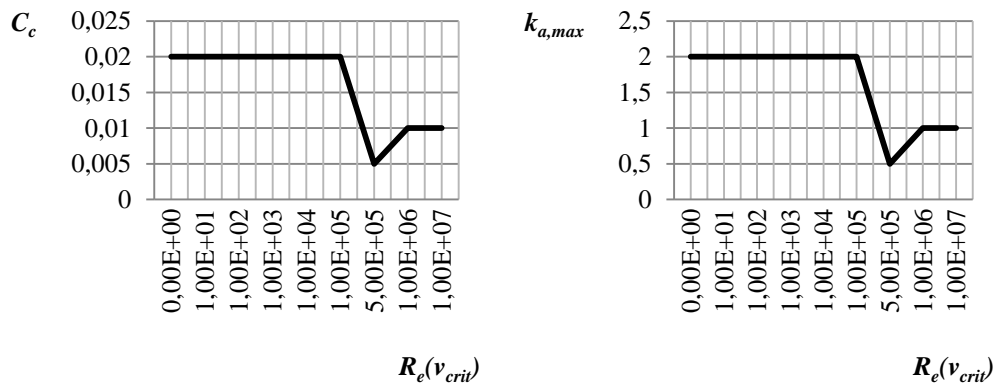


Figura 4.4 – Variação dos coeficientes C_c e $k_{a,max}$ em função do número de *Reynolds*.

O factor de pico k_p recomendado pelo Anexo Nacional é dado através da expressão:

$$k_p = \sqrt{2} \cdot \left(1 + 1,2 \arctan \left(0,75 \left(\frac{Sc}{4 \cdot \pi \cdot k_a} \right)^4 \right) \right) \quad (4.37)$$

O deslocamento máximo no topo do mastro para cálculo do desprendimento de vórtices, $y_{F,max}$ é apresentado na Tabela 4.17, juntamente com outras constantes necessárias à obtenção desse valor.

Tabela 4.17 - Deslocamento máximo do mastro na direcção transversal do vento.

k_a	C_c	c_1	c_2	$(\sigma_y/b)^2$	σ_y	k_p	$y_{F,max}$ (m)
2	0,02	2,78E-02	2,79E-07	5,57E-02	5,90E-02	1,64	9,69E-02

As forças resultantes do desprendimento de vórtices para os vários troços do mastro são apresentadas na Tabela 4.18.

Tabela 4.18 - Forças devido ao desprendimento de vórtices no mastro.

Troço 1							Troço 2						
z (m)	D (m)	v_{crit} (m/s)	Re (v_{crit})	$m(s)$ (kg/m)	$\phi_{i,y}(s)$	$F_w(s)$ (kN/m)	z (m)	D (m)	v_{crit} (m/s)	Re (v_{crit})	$m(s)$ (kg/m)	$\phi_{i,y}(s)$	$F_w(s)$ (kN/m)
0	0,825	3,0	1,66E+05	162,8	0,00	0,000	10	0,681	2,5	1,13E+05	134,4	0,06	0,014
1	0,811	3,0	1,61E+05	159,9	0,00	0,000	11	0,667	2,4	1,09E+05	131,6	0,08	0,017
2	0,796	2,9	1,55E+05	157,1	0,00	0,001	12	0,653	2,4	1,04E+05	128,7	0,09	0,019
3	0,782	2,9	1,49E+05	154,3	0,01	0,001	13	0,638	2,3	9,95E+04	125,9	0,11	0,022
4	0,768	2,8	1,44E+05	151,4	0,01	0,003	14	0,624	2,3	9,51E+04	123,1	0,12	0,025
5	0,753	2,8	1,39E+05	148,6	0,02	0,004	15	0,609	2,2	9,08E+04	120,2	0,14	0,028
6	0,739	2,7	1,33E+05	145,7	0,02	0,005	16	0,595	2,2	8,65E+04	117,4	0,16	0,031
7	0,724	2,7	1,28E+05	142,9	0,03	0,007	17	0,581	2,1	8,24E+04	114,6	0,18	0,034
8	0,710	2,6	1,23E+05	140,1	0,04	0,009	18	0,566	2,1	7,84 E+04	111,7	0,20	0,038
9	0,696	2,6	1,18E+05	137,2	0,05	0,012	19	0,552	2,0	7,44E+04	108,9	0,23	0,041
10	0,681	2,5	1,13E+05	134,4	0,06	0,014	20	0,538	2,0	7,06E+04	106,0	0,25	0,033

Troço 3							Troço 4						
z (m)	D (m)	v_{crit} (m/s)	Re (v_{crit})	$m(s)$ (kg/m)	$\varphi_{i,y}(s)$	$F_w(s)$ (kN/m)	z (m)	D (m)	v_{crit} (m/s)	Re (v_{crit})	$m(s)$ (kg/m)	$\varphi_{i,y}(s)$	$F_w(s)$ (kN/m)
20	0,538	2,0	7,06E+04	79,5	0,25	0,033	30	0,394	1,4	3,79E+04	58,3	0,56	0,055
21	0,523	1,9	6,69E+04	77,4	0,28	0,036	31	0,379	1,4	3,52E+04	56,1	0,60	0,056
22	0,509	1,9	6,33E+04	75,3	0,30	0,038	32	0,365	1,3	3,26E+04	54,0	0,64	0,058
23	0,494	1,8	5,97E+04	73,2	0,33	0,040	33	0,351	1,3	3,01E+04	51,9	0,68	0,059
24	0,480	1,8	5,63E+04	71,0	0,36	0,043	34	0,336	1,2	2,76E+04	49,8	0,72	0,060
25	0,466	1,7	5,30E+04	68,9	0,39	0,045	35	0,322	1,2	2,53E+04	47,6	0,77	0,061
26	0,451	1,7	4,98E+04	66,8	0,42	0,047	36	0,308	1,1	2,31E+04	45,5	0,81	0,061
27	0,437	1,6	4,67E+04	64,6	0,46	0,049	37	0,293	1,1	2,10E+04	43,4	0,86	0,062
28	0,423	1,5	4,36E+04	62,5	0,49	0,051	38	0,279	1,0	1,90E+04	41,2	0,90	0,062
29	0,408	1,5	4,07E+04	60,4	0,53	0,053	39	0,264	1,0	1,71E+04	39,1	0,95	0,062
30	0,394	1,4	3,79E+04	58,3	0,56	0,055	40	0,250	0,9	1,53E+04	37,0	1,00	0,062

Para este exemplo, a acção resultante da formação de vórtices considerou-se desprezável, na medida em que os valores da força são muito reduzidos, tal como se pode observar na Tabela 4.18.

4.5.7 Ovalização de secções devida à partilha de vórtices

Para além de oscilações transversais por partilha de vórtices, os mastros de secção circular podem também ter vibrações de flexão no plano das secções, causando a ovalização das mesmas. A condição de ressonância ocorre quando a frequência fundamental de ovalização é o dobro da frequência de partilha de vórtices:

$$v_{ov,crit} = \frac{n_{i,o}.b}{2.St} \quad (4.38)$$

A condição de segurança para que o fenómeno de ovalização não ocorra é:

$$v_{ov,crit}(z) > 1,25.v_m(z) \quad (4.39)$$

A determinação da frequência natural de vibração de ovalização do primeiro modo de vibração é a obtida pela seguinte equação [14]:

$$n_{i,o} = 0,492 \cdot \sqrt{\frac{t^3.E}{u_s.(1-v^2).b^4}} \quad (4.40)$$

Onde u_s é a massa da casca por unidade de área e v é o coeficiente de *Poisson*.

Tabela 4.19 – Verificação do fenómeno de ovalização de secções para o mastro.

Troço 1								Troço 2							
z (m)	D (m)	t (mm)	u_s (kg/m ²)	$n_{l,o}$ (Hz)	$v_{ov,crit}$ (m/s)	$1,25.v_m$ (m/s)	b/t	z (m)	D (m)	t (mm)	u_s (kg/m ²)	$n_{l,o}$ (Hz)	$v_{ov,crit}$ (m/s)	$1,25.v_m$ (m/s)	b/t
0	0,825	8	62,8	31,4	71,9	34,0	103,1	10	0,681	8	62,8	45,0	86,1	47,5	85,2
1	0,811	8	62,8	31,9	72,5	34,0	101,3	11	0,667	8	62,8	47,0	87,9	48,0	83,4
2	0,796	8	62,8	33,1	73,8	38,0	99,5	12	0,653	8	62,8	49,0	89,9	48,5	81,6
3	0,782	8	62,8	34,3	75,1	40,4	97,7	13	0,638	8	62,8	51,2	91,9	49,0	79,8
4	0,768	8	62,8	35,6	76,5	42,1	95,9	14	0,624	8	62,8	53,6	94,0	49,4	78,0
5	0,753	8	62,8	36,9	78,0	43,4	94,1	15	0,609	8	62,8	56,1	96,1	49,8	76,2
6	0,739	8	62,8	38,4	79,5	44,5	92,3	16	0,595	8	62,8	58,8	98,4	50,2	74,4
7	0,724	8	62,8	39,9	81,0	45,4	90,5	17	0,581	8	62,8	61,8	100,8	50,6	72,6
8	0,710	8	62,8	41,5	82,7	46,2	88,8	18	0,566	8	62,8	64,9	103,4	50,9	70,8
9	0,696	8	62,8	43,2	84,3	46,8	87,0	19	0,552	8	62,8	68,3	106,0	51,2	69,0
10	0,681	8	62,8	45,0	86,1	47,5	85,2	20	0,538	8	62,8	71,9	108,8	51,5	67,2

Troço 3								Troço 4							
z (m)	D (m)	t (mm)	u_s (kg/m ²)	$n_{l,o}$ (Hz)	$v_{ov,crit}$ (m/s)	$1,25.v_m$ (m/s)	b/t	z (m)	D (m)	t (mm)	u_s (kg/m ²)	$n_{l,o}$ (Hz)	$v_{ov,crit}$ (m/s)	$1,25.v_m$ (m/s)	b/t
20	0,538	6	47,1	53,9	81,6	51,5	89,6	30	0,394	6	47,1	99,6	110,9	53,9	65,6
21	0,523	6	47,1	56,9	83,8	51,8	87,2	31	0,379	6	47,1	107,1	115,0	54,1	63,2
22	0,509	6	47,1	60,1	86,2	52,1	84,8	32	0,365	6	47,1	115,5	119,5	54,3	60,8
23	0,494	6	47,1	63,6	88,6	52,3	82,4	33	0,351	6	47,1	125,0	124,3	54,5	58,4
24	0,480	6	47,1	67,4	91,3	52,6	80,0	34	0,336	6	47,1	135,7	129,5	54,6	56,0
25	0,466	6	47,1	71,6	94,0	52,8	77,6	35	0,322	6	47,1	147,8	135,1	54,8	53,6
26	0,451	6	47,1	76,2	97,0	53,1	75,2	36	0,308	6	47,1	161,6	141,3	55,0	51,3
27	0,437	6	47,1	81,2	100,1	53,3	72,8	37	0,293	6	47,1	177,5	148,0	55,1	48,9
28	0,423	6	47,1	86,7	103,5	53,5	70,4	38	0,279	6	47,1	195,8	155,5	55,3	46,5
29	0,408	6	47,1	92,8	107,1	53,7	68,0	39	0,264	6	47,1	217,0	163,7	55,4	44,1
30	0,394	6	47,1	99,6	110,9	53,9	65,6	40	0,250	6	47,1	242,0	172,9	55,6	41,7

Como se pode observar na Tabela 4.19, uma vez que o critério acima está verificado, o fenómeno de ovalização não ocorrerá.

4.5.8 Método de Zar e Chu

Existe um modo mais simples de estimar as forças que ocorrem perpendicularmente ao escoamento do vento, proposto por Zar e Chu, onde essas forças por unidade de comprimento são expressas por [8]:

$$F_w(s) = \frac{1}{2\xi} c_L b q_{cr} \quad (4.42)$$

ξ é o amortecimento crítico, e Zar e Chu sugerem que $\xi = 0,016$ e c_L é o coeficiente de sustentação e para cilindros circulares $c_L = 0,2$, q_{cr} é a pressão do vento à velocidade crítica, e é dada por:

$$q_{cr} = 0,613(V_{cr})^2 \quad (4.43)$$

A frequência natural de vibração de ovalização para secções circulares pode também ser determinada da seguinte forma:

$$n_{i,o} = 175,4 \cdot \frac{t \cdot \sqrt{E}}{b^2} \quad (4.44)$$

A diferença entre os dois métodos é de cerca de 5%, sendo o método de Zar e Chu mais conservativo, uma vez que conduz a velocidades críticas mais baixas, estando assim do lado da segurança. O valor limite recomendado para D/t é de 250. Para valores superiores é necessário utilizar anéis circulares enrijecedores (exteriores ou interiores), evitando a ovalização e resistindo aos carregamentos locais [10]. Na Tabela 4.20, verificam-se os fenómenos de libertação de vórtices e de ovalização segundo o método de Zar e Chu.

Tabela 4.20 – Verificação dos fenómenos de libertação de vórtices e de ovalização das secções segundo *Zar* e *Chu*.

Troço 1								Troço 2							
Zar e Chu			Vórtices	Ovalização				Zar e Chu			Vórtices	Ovalização			
z (m)	D (m)	t (m)	F_w (kN/m)	$n_{1,o}$ (Hz)	$v_{ov,cri}$ (m/s)	$1,25.v_m$ (m/s)	b/t	z (m)	D (m)	t (m)	F_w (kN/m)	$n_{1,o}$ (Hz)	$v_{ov,cri}$ (m/s)	$1,25.v_m$ (m/s)	b/t
0	0,825	8	0,03	29,9	68,5	34,0	103,1	10	0,681	8	0,02	42,9	82,0	47,5	85,2
1	0,811	8	0,03	30,4	69,1	34,0	101,3	11	0,667	8	0,02	44,9	83,8	48,0	83,4
2	0,796	8	0,03	31,5	70,3	38,0	99,5	12	0,653	8	0,01	46,7	85,6	48,5	81,6
3	0,782	8	0,03	32,7	71,6	40,4	97,7	13	0,638	8	0,01	48,8	87,5	49,0	79,8
4	0,768	8	0,02	33,9	72,9	42,1	95,9	14	0,624	8	0,01	51,1	89,5	49,4	78,0
5	0,753	8	0,02	35,2	74,3	43,4	94,1	15	0,609	8	0,01	53,5	91,6	49,8	76,2
6	0,739	8	0,02	36,5	75,7	44,5	92,3	16	0,595	8	0,01	56,1	93,8	50,2	74,4
7	0,724	8	0,02	38,0	77,2	45,4	90,5	17	0,581	8	0,01	58,9	96,1	50,6	72,6
8	0,71	8	0,02	39,5	78,8	46,2	88,8	18	0,566	8	0,01	61,8	98,5	50,9	70,8
9	0,696	8	0,02	41,2	80,4	46,8	87,0	19	0,552	8	0,01	65,1	101,0	51,2	69,0
10	0,681	8	0,02	42,9	82,0	47,5	85,2	20	0,538	8	0,01	68,5	103,7	51,5	67,2

Troço 3								Troço 4							
Zar e Chu			Vórtices	Ovalização				Zar e Chu			Vórtices	Ovalização			
z (m)	D (m)	t (m)	F_w (kN/m)	$n_{1,o}$ (Hz)	$v_{ov,cri}$ (m/s)	$1,25.v_m$ (m/s)	b/t	z (m)	D (m)	t (m)	F_w (kN/m)	$n_{1,o}$ (Hz)	$v_{ov,cri}$ (m/s)	$1,25.v_m$ (m/s)	b/t
20	0,538	6	0,01	51,4	77,8	51,5	89,6	30	0,394	6	0,00	94,9	105,7	53,9	65,6
21	0,523	6	0,01	54,2	79,9	51,8	87,2	31	0,379	6	0,00	102,1	109,6	54,1	63,2
22	0,509	6	0,01	57,3	82,1	52,1	84,8	32	0,365	6	0,00	110,1	113,8	54,3	60,8
23	0,494	6	0,01	60,6	84,5	52,3	82,4	33	0,351	6	0,00	119,1	118,4	54,5	58,4
24	0,480	6	0,01	64,3	87,0	52,6	80,0	34	0,336	6	0,00	129,3	123,4	54,6	56,0
25	0,466	6	0,01	68,2	89,6	52,8	77,6	35	0,322	6	0,00	140,8	128,7	54,8	53,6
26	0,451	6	0,00	72,6	92,4	53,1	75,2	36	0,308	6	0,00	154,0	134,6	55,0	51,3
27	0,437	6	0,00	77,3	95,4	53,3	72,8	37	0,293	6	0,00	169,1	141,1	55,1	48,9
28	0,423	6	0,00	82,6	98,6	53,5	70,4	38	0,279	6	0,00	186,5	148,2	55,3	46,5
29	0,408	6	0,00	88,4	102,0	53,7	68,0	39	0,264	6	0,00	216,8	156,0	55,4	44,1
30	0,394	6	0,00	94,9	105,7	53,9	65,6	40	0,25	6	0,00	230,6	164,7	55,6	41,7

Como se pode observar na Tabela 4.20, as forças devidas ao desprendimento de vórtices segundo *Zar* e *Chu* também são desprezáveis e o fenómeno de ovalização não irá ocorrer.

4.6 Combinações de acções

4.6.1 Combinações de acções para os ELU

Para a análise e cálculo estrutural do mastro, consideraram-se as combinações de acções fundamentais na verificação aos ELU de acordo com a expressão:

$$E_{fund} = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{K,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{K,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i} \quad (4.48)$$

Onde $\gamma_{G,j}$ e $\gamma_{Q,i}$ são respectivamente, os valores parciais relativos às acções permanentes e variáveis, $G_{K,j}$ é acção permanente, $Q_{K,i}$ é a acção variável e $\psi_{0,i}$ é o coeficiente para determinação do valor de combinação de uma acção variável.

Os valores parciais relativos às acções permanentes e às acções variáveis para as diferentes classes de confiança são apresentados na Tabela 4.21 de acordo com a norma EN 1993-3-1 [18].

Tabela 4.21 - Valores de cálculo das acções [18].

Tipo de efeito	Classe de Confiança	Acções permanentes ($\gamma_{G,j}$)	Acções variáveis ($\gamma_{Q,i}$)
Desfavoráveis	1	1	1,2
	2	1,1	1,4
	3	1,2	1,6
Favoráveis	Todas as Classes	1	0

Tabela 4.22 - Definição das classes de confiança [18].

Classe de confiança	Descrição
1	Mastros construídos em “campo aberto” cujas possíveis falhas não causarão prejuízos.
2	Todos os mastros que não são definíveis como sendo de Classe 1 ou Classe 3.
3	Mastros localizados em zonas povoadas onde as consequências económicas e sociais de falhas são bastante elevadas.

Uma vez que se optou por um mastro de classe de confiança 3, a combinação usada para os ELU foi:

$$E_{ELU} = 1,2 \cdot G + 1,6 \cdot Q_{Vento} \quad (4.49)$$

4.6.2 Combinações de acções para os ELUt

Para verificação aos ELUt consideraram-se apenas as combinações frequentes de acordo com a expressão:

$$E_{freq} = \sum_{j \geq 1} G_{K,j} + \psi_{1,i} Q_{K,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{K,i} \quad (4.50)$$

Os valores dos coeficientes ψ_i relativos à acção do vento são apresentados na Tabela 4.23.

Tabela.4.23 - Coeficientes Ψ em relação à acção do vento [12].

Acção variável	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Vento	0,6	0,2	0

Obtém-se então a combinação de dimensionamento para os ELUt, que é dada por:

$$E_{ELS} = G + 0,2 \cdot Q_{Vento} \quad (4.51)$$

4.7 Classes de secções

As classes das secções foram calculadas de acordo com a norma EN1993-1-1 e também de acordo com a norma EN50341-1. Para cada uma das normas, a classe de secção para cada troço do mastro é apresentada na Tabela 4.24.

Tabela 4.24- Classes de secção para os diferentes troços do mastro.

Troço 1					Troço 2				
z (m)	D (m)	t (mm)	EN1993-1-1	EN50341-1	z (m)	D (m)	t (mm)	EN1993-1-1	EN50341-1
Classe Secção					Classe Secção				
0	0,825	8	CLASSE 4	CLASSE 3	10	0,681	8	CLASSE 4	CLASSE 3
1	0,811	8	CLASSE 4	CLASSE 3	11	0,667	8	CLASSE 4	CLASSE 3
2	0,796	8	CLASSE 4	CLASSE 3	12	0,653	8	CLASSE 4	CLASSE 3
3	0,782	8	CLASSE 4	CLASSE 3	13	0,638	8	CLASSE 4	CLASSE 3
4	0,768	8	CLASSE 4	CLASSE 3	14	0,624	8	CLASSE 4	CLASSE 3
5	0,753	8	CLASSE 4	CLASSE 3	15	0,609	8	CLASSE 4	CLASSE 3
6	0,739	8	CLASSE 4	CLASSE 3	16	0,595	8	CLASSE 4	CLASSE 3
7	0,724	8	CLASSE 4	CLASSE 3	17	0,581	8	CLASSE 4	CLASSE 3
8	0,710	8	CLASSE 4	CLASSE 3	18	0,566	8	CLASSE 4	CLASSE 3
9	0,696	8	CLASSE 4	CLASSE 3	19	0,552	8	CLASSE 4	CLASSE 3
10	0,681	8	CLASSE 4	CLASSE 3	20	0,538	8	CLASSE 4	CLASSE 3

Troço 3					Troço 4				
z (m)	D (m)	t (mm)	EN1993-1-1	EN50341-1	z (m)	D (m)	t (mm)	EN1993-1-1	EN50341-1
			Classe Secção					Classe Secção	
20	0,538	6	CLASSE 4	CLASSE 3	30	0,394	6	CLASSE 4	CLASSE 3
21	0,523	6	CLASSE 4	CLASSE 3	31	0,379	6	CLASSE 4	CLASSE 3
22	0,509	6	CLASSE 4	CLASSE 3	32	0,365	6	CLASSE 4	CLASSE 3
23	0,494	6	CLASSE 4	CLASSE 3	33	0,351	6	CLASSE 3	CLASSE 3
24	0,480	6	CLASSE 4	CLASSE 3	34	0,336	6	CLASSE 3	CLASSE 3
25	0,466	6	CLASSE 4	CLASSE 3	35	0,322	6	CLASSE 3	CLASSE 3
26	0,451	6	CLASSE 4	CLASSE 3	36	0,308	6	CLASSE 3	CLASSE 3
27	0,437	6	CLASSE 4	CLASSE 3	37	0,293	6	CLASSE 3	CLASSE 3
28	0,423	6	CLASSE 4	CLASSE 3	38	0,279	6	CLASSE 3	CLASSE 3
29	0,408	6	CLASSE 4	CLASSE 3	39	0,264	6	CLASSE 2	CLASSE 2
30	0,394	6	CLASSE 4	CLASSE 3	40	0,250	6	CLASSE 2	CLASSE 2

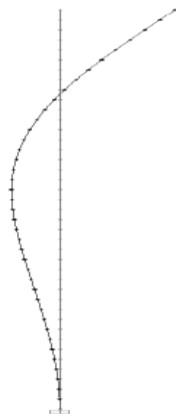
4.8 Análise modal

A análise modal da estrutura tem por objectivo a determinação das suas frequências naturais e dos seus modos de vibração. Com o auxílio do programa SAP2000, foi possível calcular as frequências e períodos e os respectivos modos de vibração. A Figura 4.5 ilustra as configurações dos 3 primeiros modos de vibração.

1º modo de vibração



2º modo de vibração



3º modo de vibração



Figura 4.5 - Configuração da estrutura para os 3 primeiros modos de vibração.

Na Tabela 4.25 apresentam-se os valores das frequências e dos períodos respectivos para os 3 primeiros modos de vibração.

Tabela 4.25- Frequências e períodos para os respectivos modos de vibração.

<i>Modo de vibração</i>	<i>n₁ (Hz)</i>	<i>T (s)</i>
1	0,66	1,50
2	2,42	0,41
3	5,90	0,17

Como se pode observar nesta Tabela, a frequência fundamental da estrutura, que corresponde ao primeiro modo de vibração, é igual a 0,66 Hz.

Para este exemplo, a estimativa para o cálculo da frequência realizada através do método proposto por Zar e Chu [10] conduz a uma boa estimativa da frequência fundamental, como se pode observar na Tabela 4.26.

Tabela 4.26 - Frequência fundamental da estrutura e o período correspondente para diferentes métodos de cálculo.

	<i>n₁ (Hz)</i>	<i>T (s)</i>
Sap2000	0,66	1,50
Zar e Chu	0,68	1,46

4.9 Esforços de dimensionamento

Para a combinação de acções para os ELU definida atrás, foram efectuadas análises de 1ª ordem e de 2ª ordem através do programa de cálculo automático SAP2000, de onde foram retirados os esforços máximos actuantes em cada secção do mastro. Os esforços de dimensionamento para os diferentes troços do mastro são apresentados na Tabela 4.27.

Tabela 4.27- Esforços actuantes no mastro para uma análise de 1ª e 2ª ordem.

Troço 1					Troço 2				
z (m)	N_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)	$M_{Ed,I}$ (kNm)	$M_{Ed,II}$ (kNm)	z (m)	N_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)	$M_{Ed,I}$ (kNm)	$M_{Ed,II}$ (kNm)
0	-46,5	45,7	845,7	864,3	10	-28,7	33,2	447,6	462,1
1	-44,6	44,8	800,4	819,0	11	-27,1	31,9	415,0	428,8
2	-42,7	43,7	756,2	774,6	12	-25,5	30,5	383,8	396,9
3	-40,8	42,5	713,1	731,3	13	-24,0	29,2	353,9	366,3
4	-39,0	41,2	671,3	689,1	14	-22,5	27,8	325,4	337,1
5	-37,2	39,9	630,7	648,1	15	-21,1	26,5	298,2	309,1
6	-35,4	38,6	591,4	608,3	16	-19,6	25,2	272,4	282,6
7	-33,7	37,3	553,4	569,8	17	-18,3	23,9	247,9	257,3
8	-32,0	36,0	516,8	532,6	18	-16,9	22,6	224,6	233,4
9	-30,3	34,6	481,5	496,7	19	-15,6	21,3	202,7	210,7
10	-28,7	33,2	447,6	462,1	20	-14,3	20,0	182,0	189,4

Troço 3					Troço 4				
z (m)	N_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)	$M_{Ed,I}$ (kNm)	$M_{Ed,II}$ (kNm)	z (m)	N_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)	$M_{Ed,I}$ (kNm)	$M_{Ed,II}$ (kNm)
20	-14,3	20,0	182,0	189,4	30	-5,8	8,6	41,0	42,9
21	-13,2	18,8	162,6	169,4	31	-5,1	7,6	32,9	34,5
22	-12,3	17,6	144,5	150,6	32	-4,4	6,6	25,7	27,0
23	-11,4	16,4	127,5	133,0	33	-3,8	5,7	19,6	20,5
24	-10,5	15,2	111,7	116,7	34	-3,2	4,8	14,3	15,0
25	-9,6	14,0	97,2	101,5	35	-2,6	4,0	9,9	10,4
26	-8,8	12,9	83,7	87,6	36	-2,0	3,1	6,4	6,7
27	-8,0	11,8	71,4	74,7	37	-1,5	2,3	3,7	3,9
28	-7,3	10,7	60,2	63,0	38	-1,0	1,6	1,7	1,8
29	-6,5	9,6	50,1	52,5	39	-0,5	0,8	0,5	0,5
30	-5,8	8,6	41,0	42,9	40	0,0	0,2	0,0	0,0

Foi ainda efectuada uma análise dinâmica com base no espectro de *Davenport*, também com recurso ao programa de cálculo automático SAP2000. Nesta análise, e para efeitos de cálculo do amortecimento, foi tido em conta o decremento logarítmico anteriormente definido para efeitos de cálculo da acção do vento.

Tabela 4.28 – Esforços actuantes com base no espectro de *Davenport*.

<i>Troço 1</i>				<i>Troço 2</i>			
z (m)	N_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	z (m)	N_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)
0	-46,5	28,2	741,2	10	-28,7	26,3	466,8
1	-44,6	28,1	713,2	11	-27,1	26,0	440,5
2	-42,7	28,0	685,3	12	-25,5	25,6	414,6
3	-40,8	27,9	657,4	13	-24,0	25,1	389,1
4	-39,0	27,8	629,7	14	-22,5	24,6	364,1
5	-37,2	27,6	602,1	15	-21,1	24,0	339,6
6	-35,4	27,4	574,6	16	-19,6	23,4	315,6
7	-33,7	27,2	547,3	17	-18,3	22,7	292,3
8	-32,0	26,9	520,2	18	-16,9	22,0	269,6
9	-30,3	26,7	493,4	19	-15,6	21,2	247,6
10	-28,7	26,3	466,8	20	-14,3	20,4	226,5

<i>Troço 3</i>				<i>Troço 4</i>			
z (m)	N_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	z (m)	N_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)
20	-14,3	20,4	226,5	30	-5,8	11,3	60,5
21	-13,2	19,6	206,1	31	-5,1	10,2	49,2
22	-12,3	18,8	186,6	32	-4,4	9,1	39,0
23	-11,4	18,1	167,7	33	-3,8	7,9	29,9
24	-10,5	17,2	149,7	34	-3,2	6,7	22,0
25	-9,6	16,3	132,5	35	-2,6	5,5	15,3
26	-8,8	15,4	116,1	36	-2,0	4,3	9,8
27	-8,0	14,4	100,7	37	-1,5	3,1	5,5
28	-7,3	13,4	86,3	38	-1,0	1,8	2,5
29	-6,5	12,4	72,9	39	-0,5	0,6	0,6
30	-5,8	11,3	60,5	40	0,0	0,6	0,0

Para efeitos de dimensionamento do mastro foram tidos em consideração os esforços máximos obtidos através das 3 análises efectuadas, e que são apresentados na Tabela 4.29.

Tabela 4.29 – Esforços de dimensionamento do mastro

<i>Troço 1</i>				<i>Troço 2</i>			
<i>z</i> (m)	<i>N_{Ed}</i> (kN)	<i>V_{Ed}</i> (kN)	<i>M_{Ed}</i> (kNm)	<i>z</i> (m)	<i>N_{Ed}</i> (kN)	<i>V_{Ed}</i> (kN)	<i>M_{Ed}</i> (kNm)
0	-46,5	45,7	864,3	10	-28,7	33,2	466,8
1	-44,6	44,8	819,0	11	-27,1	31,9	440,5
2	-42,7	43,7	774,6	12	-25,5	30,5	414,6
3	-40,8	42,5	731,3	13	-24,0	29,2	389,1
4	-39,0	41,2	689,1	14	-22,5	27,8	364,1
5	-37,2	39,9	648,1	15	-21,1	26,5	339,6
6	-35,4	38,6	608,3	16	-19,6	25,2	315,6
7	-33,7	37,3	569,8	17	-18,3	23,9	292,3
8	-32,0	36,0	532,6	18	-16,9	22,6	269,6
9	-30,3	34,6	496,7	19	-15,6	21,3	247,6
10	-28,7	33,2	466,8	20	-14,3	20,4	226,5

<i>Troço 3</i>				<i>Troço 4</i>			
<i>z</i> (m)	<i>N_{Ed}</i> (kN)	<i>V_{Ed}</i> (kN)	<i>M_{Ed}</i> (kNm)	<i>z</i> (m)	<i>N_{Ed}</i> (kN)	<i>V_{Ed}</i> (kN)	<i>M_{Ed}</i> (kNm)
20	-14,3	20,4	226,5	30	-5,8	11,3	60,5
21	-13,2	19,6	206,1	31	-5,1	10,2	49,2
22	-12,3	18,8	186,6	32	-4,4	9,1	39,0
23	-11,4	18,1	167,7	33	-3,8	7,9	29,9
24	-10,5	17,2	149,7	34	-3,2	6,7	22,0
25	-9,6	16,3	132,5	35	-2,6	5,5	15,3
26	-8,8	15,4	116,1	36	-2,0	4,3	9,8
27	-8,0	14,4	100,7	37	-1,5	3,1	5,5
28	-7,3	13,4	86,3	38	-1,0	1,8	2,5
29	-6,5	12,4	72,9	39	-0,5	0,8	0,6
30	-5,8	11,3	60,5	40	0,0	0,6	0,0

Uma vez que, segundo a norma EN1993-1-1, o mastro apresenta secções de classe 4, então essas secções correm o risco de sofrer fenómenos de encurvadura local, sendo o mastro dimensionado de acordo com a norma EN1993-1-6. Conforme prevê esta mesma norma, é necessário calcular as tensões meridionais, circunferenciais e tangenciais actuantes na estrutura, de acordo com o descrito no capítulo 3.

Tabela 4.30 - Tensões meridionais, circunferenciais e tangenciais actuantes no troço 1 do mastro.

<i>Troço 1</i>											
z (m)	D (m)	t (mm)	w	$\sigma_{xe,N}$ (MPa)	$\sigma_{xe,M}$ (MPa)	$\sigma_{x,Ed}$ (MPa)	q_w (MPa)	K_w	q_{eq} (MPa)	$\sigma_{\theta,Ed}$ (MPa)	$\tau_{x\theta,Ed}$ (MPa)
0	0,825	8	17,4	2,2	202,1	204,4	1,02	0,65	0,66	0,03	4,4
1	0,811	8	17,6	2,2	198,4	200,6	1,02	0,65	0,66	0,03	4,4
2	0,796	8	17,7	2,1	194,5	196,6	1,20	0,65	0,78	0,04	4,4
3	0,782	8	17,9	2,1	190,4	192,5	1,32	0,65	0,86	0,04	4,3
4	0,768	8	18,0	2,0	186,2	188,2	1,40	0,65	0,91	0,04	4,3
5	0,753	8	18,2	2,0	181,9	183,8	1,46	0,65	0,95	0,04	4,2
6	0,739	8	18,4	1,9	177,4	179,3	1,52	0,65	0,99	0,05	4,2
7	0,724	8	18,6	1,9	172,8	174,7	1,57	0,65	1,02	0,05	4,1
8	0,710	8	18,8	1,8	168,2	169,9	1,61	0,65	1,05	0,05	4,0
9	0,696	8	19,0	1,7	163,4	165,1	1,65	0,65	1,07	0,05	4,0
10	0,681	8	19,2	1,7	160,1	161,8	1,68	0,65	1,09	0,05	3,9

Tabela 4.31 - Tensões meridionais, circunferenciais e tangenciais actuantes no troço 2 do mastro.

<i>Troço 2</i>											
z (m)	D (m)	t (mm)	w	$\sigma_{xe,N}$ (MPa)	$\sigma_{xe,M}$ (MPa)	$\sigma_{x,Ed}$ (MPa)	q_w (MPa)	K_w	q_{eq} (MPa)	$\sigma_{\theta,Ed}$ (MPa)	$\tau_{x\theta,Ed}$ (MPa)
10	0,681	8	19,2	1,7	160,1	161,8	1,68	0,65	1,09	0,05	3,9
11	0,667	8	19,4	1,6	157,7	159,3	1,71	0,65	1,11	0,05	3,8
12	0,653	8	19,6	1,6	155,0	156,6	1,74	0,65	1,13	0,05	3,7
13	0,638	8	19,8	1,5	152,1	153,6	1,76	0,65	1,15	0,05	3,6
14	0,624	8	20,0	1,4	148,9	150,4	1,79	0,65	1,16	0,05	3,5
15	0,609	8	20,3	1,4	145,5	146,9	1,81	0,65	1,18	0,04	3,5
16	0,595	8	20,5	1,3	141,9	143,2	1,83	0,65	1,19	0,04	3,4
17	0,581	8	20,8	1,3	138,0	139,2	1,85	0,65	1,20	0,04	3,3
18	0,566	8	21,0	1,2	133,8	135,0	1,87	0,65	1,22	0,04	3,2
19	0,552	8	21,3	1,1	129,4	130,5	1,89	0,65	1,23	0,04	3,1
20	0,538	8	21,6	1,1	124,8	125,8	1,91	0,65	1,24	0,04	3,0

Tabela 4.32 - Tensões meridionais, circunferenciais e tangenciais actuantes no troço 3 do mastro.

<i>Troço 3</i>											
z (m)	D (m)	t (mm)	w	$\sigma_{xe,N}$ (MPa)	$\sigma_{xe,M}$ (MPa)	$\sigma_{x,Ed}$ (MPa)	q_w (MPa)	K_w	q_{eq} (MPa)	$\sigma_{\theta,Ed}$ (MPa)	$\tau_{x\theta,Ed}$ (MPa)
20	0,538	6	24,9	1,4	166,4	167,8	1,91	0,65	1,24	0,06	4,0
21	0,523	6	25,2	1,3	159,8	161,2	1,92	0,65	1,25	0,05	4,0
22	0,509	6	25,6	1,3	153,0	154,2	1,94	0,65	1,26	0,05	3,9
23	0,494	6	26,0	1,2	145,6	146,8	1,95	0,65	1,27	0,05	3,9
24	0,480	6	26,4	1,2	137,9	139,0	1,97	0,65	1,28	0,05	3,8
25	0,466	6	26,8	1,1	129,7	130,8	1,98	0,65	1,29	0,05	3,7
26	0,451	6	27,2	1,0	121,0	122,1	2,00	0,65	1,30	0,05	3,6
27	0,437	6	27,6	1,0	112,0	113,0	2,01	0,65	1,31	0,05	3,5
28	0,423	6	28,1	0,9	102,6	103,5	2,02	0,65	1,31	0,05	3,4
29	0,408	6	28,6	0,8	92,8	93,7	2,03	0,65	1,32	0,04	3,2
30	0,394	6	29,1	0,8	82,8	83,5	2,04	0,65	1,33	0,04	3,0

Tabela 4.33- Tensões meridionais, circunferenciais e tangenciais actuantes no troço 4 do mastro.

<i>Troço 4</i>											
z (m)	D (m)	t (mm)	w	$\sigma_{xe,N}$ (MPa)	$\sigma_{xe,M}$ (MPa)	$\sigma_{x,Ed}$ (MPa)	q_w (MPa)	K_w	q_{eq} (MPa)	$\sigma_{\theta,Ed}$ (MPa)	$\tau_{x\theta,Ed}$ (MPa)
30	0,394	6	29,1	0,8	82,8	83,5	2,04	0,65	1,33	0,04	3,0
31	0,379	6	29,6	0,7	72,5	73,2	2,06	0,65	1,34	0,04	2,9
32	0,365	6	30,2	0,6	62,1	62,7	2,07	0,65	1,34	0,04	2,6
33	0,351	6	30,8	0,6	51,6	52,2	2,08	0,65	1,35	0,04	2,4
34	0,336	6	31,5	0,5	41,3	41,8	2,09	0,65	1,36	0,04	2,1
35	0,322	6	32,2	0,4	31,4	31,8	2,10	0,65	1,36	0,04	1,8
36	0,308	6	32,9	0,3	22,0	22,4	2,11	0,65	1,37	0,04	1,5
37	0,293	6	33,7	0,3	13,7	13,9	2,12	0,65	1,38	0,03	1,1
38	0,279	6	34,6	0,2	6,7	6,9	2,13	0,65	1,38	0,03	0,7
39	0,264	6	35,5	0,1	1,9	2,0	2,14	0,65	1,39	0,03	0,3
40	0,250	6	36,5	0,0	0,0	0,0	2,15	0,65	1,39	0,03	0,3

4.10 Verificação aos ELU

Para verificação aos ELU no fuste do mastro, depois de determinados os esforços e tensões actuantes na estrutura, é necessário calcular os respectivos esforços e tensões resistentes de modo a garantir a resistência dos elementos que constituem o mastro. Uma vez que as normas EN1993-1-1 e EN50341-1 diferem no que diz respeito à classificação das classes de secção, o dimensionamento do mastro foi efectuado de acordo com ambas.

4.10.1 Verificação aos ELU de acordo com a norma EN 1993-1-6

Tal como já foi referido, segundo a norma EN1993-1-1, o mastro apresenta secções de classe 4. Tendo em conta que as secções de classe 4 podem estar sujeitas a fenómenos de encurvadura local, a verificação aos ELU foi efectuada segundo a norma EN1993-1-6. Para tal, calcularam-se as tensões meridionais, circunferenciais e tangenciais resistentes, considerando elementos com um metro de comprimento. Da Tabela 4.34 à Tabela 4.37, são apresentados os valores das tensões meridionais resistentes de cada troço da estrutura, de acordo com a norma EN1993-1-6. Apresentam-se também os valores dos diversos parâmetros necessários ao cálculo das tensões meridionais resistentes, de acordo com o descrito no capítulo 3.

Tabela 4.34 - Tensões meridionais resistentes para o troço 1 do mastro.

<i>Troço 1</i>														
z (m)	D (mm)	t (mm)	$C_{x,n}$	C_x	$\sigma_{x,Rcr}$ (MPa)	Δw_k	α_x	λ_{x0}	β	η	λ_x	λ_p	χ	$\sigma_{x,Rd}$ (MPa)
0	0,825	8	1	1	2464,0	3,59	0,39	0,20	0,6	1	0,38	0,98	0,86	278,3
1	0,811	8	1	1	2507,7	3,56	0,39	0,20	0,6	1	0,38	0,99	0,87	279,3
2	0,796	8	1	1	2553,0	3,53	0,39	0,20	0,6	1	0,37	0,99	0,87	280,2
3	0,782	8	1	1	2599,9	3,50	0,39	0,20	0,6	1	0,37	0,99	0,87	281,2
4	0,768	8	1	1	2648,6	3,46	0,39	0,20	0,6	1	0,37	0,99	0,87	282,2
5	0,753	8	1	1	2699,2	3,43	0,40	0,20	0,6	1	0,36	1,00	0,88	283,1
6	0,739	8	1	1	2751,7	3,40	0,40	0,20	0,6	1	0,36	1,00	0,88	284,1
7	0,724	8	1	1	2806,3	3,36	0,40	0,20	0,6	1	0,36	1,00	0,88	285,1
8	0,710	8	1	1	2863,1	3,33	0,40	0,20	0,6	1	0,35	1,00	0,89	286,0
9	0,696	8	1	1	2922,3	3,30	0,40	0,20	0,6	1	0,35	1,01	0,89	287,0
10	0,681	8	1	1	2983,9	3,26	0,41	0,20	0,6	1	0,34	1,01	0,89	288,0

Tabela 4.35 - Tensões meridionais resistentes para o troço 2 do mastro.

<i>Troço 2</i>														
z (m)	D (mm)	t (mm)	$C_{x,n}$	C_x	$\sigma_{x,Rcr}$ (MPa)	Δw_k	α_x	λ_{x0}	β	η	λ_x	λ_p	χ	$\sigma_{x,Rd}$ (MPa)
10	0,681	8	1	1	2983,9	3,26	0,41	0,20	0,6	1	0,34	1,01	0,89	288,0
11	0,667	8	1	1	3048,2	3,23	0,41	0,20	0,6	1	0,34	1,01	0,90	289,0
12	0,653	8	1	1	3115,4	3,19	0,41	0,20	0,6	1	0,34	1,01	0,90	290,0
13	0,638	8	1	1	3185,6	3,16	0,41	0,20	0,6	1	0,33	1,02	0,90	291,0
14	0,624	8	0,6	1	3246,5	3,12	0,42	0,30	0,6	1	0,33	1,02	0,97	314,2
15	0,609	8	0,6	1	3323,4	3,09	0,42	0,30	0,6	1	0,33	1,02	0,98	315,3
16	0,595	8	0,6	1	3403,9	3,05	0,42	0,30	0,6	1	0,32	1,02	0,98	316,4
17	0,581	8	0,6	1	3488,5	3,01	0,42	0,30	0,6	1	0,32	1,03	0,98	317,4
18	0,566	8	0,6	1	3577,3	2,97	0,42	0,30	0,6	1	0,32	1,03	0,99	318,5
19	0,552	8	0,6	1	3670,8	2,94	0,43	0,30	0,6	1	0,31	1,03	0,99	319,6
20	0,538	8	0,6	1	3769,2	2,90	0,43	0,30	0,6	1	0,31	1,04	0,99	320,7

Tabela 4.36 - Tensões meridionais resistentes para o troço 3

<i>Troço 3</i>														
z (m)	D (mm)	t (mm)	$C_{x,n}$	C_x	$\sigma_{x,Rcr}$ (MPa)	Δw_k	α_x	λ_{x0}	β	η	λ_x	λ_p	χ	$\sigma_{x,Rd}$ (MPa)
20	0,538	6	0,6	1	2826,9	2,51	0,40	0,30	0,6	1	0,35	1,00	0,95	307,5
21	0,523	6	0,6	1	2904,7	2,48	0,40	0,30	0,6	1	0,35	1,01	0,96	308,9
22	0,509	6	0,6	1	2986,8	2,44	0,41	0,30	0,6	1	0,35	1,01	0,96	310,3
23	0,494	6	0,6	1	3073,7	2,41	0,41	0,30	0,6	1	0,34	1,01	0,97	311,7
24	0,480	6	0,6	1	3165,7	2,37	0,41	0,30	0,6	1	0,33	1,02	0,97	313,1
25	0,466	6	0,6	1	3263,3	2,34	0,42	0,30	0,6	1	0,33	1,02	0,97	314,5
26	0,451	6	0,6	1	3367,1	2,30	0,42	0,30	0,6	1	0,32	1,02	0,98	315,9
27	0,437	6	0,6	1	3477,7	2,26	0,42	0,30	0,6	1	0,32	1,03	0,98	317,3
28	0,423	6	0,6	1	3595,8	2,23	0,43	0,30	0,6	1	0,31	1,03	0,99	318,7
29	0,408	6	0,6	1	3722,1	2,19	0,43	0,30	0,6	1	0,31	1,04	0,99	320,2
30	0,394	6	0,6	1	3857,5	2,15	0,43	0,30	0,6	1	0,30	1,04	1,00	321,6

Tabela 4.37- Tensões meridionais resistentes para o troço 4

Troço 4														
z (m)	D (mm)	t (mm)	$C_{x,n}$	C_x	$\sigma_{x,Rcr}$ (MPa)	Δw_k	α_x	λ_{x0}	β	η	λ_x	λ_p	χ	$\sigma_{x,Rd}$ (MPa)
30	0,394	6	0,6	1	3857,5	2,11	0,43	0,30	0,6	1	0,30	1,04	1,00	321,6
31	0,379	6	0,6	1	4003,1	2,11	0,44	0,30	0,6	1	0,30	1,04	1,00	322,7
32	0,365	6	0,6	1	4159,8	2,07	0,44	0,30	0,6	1	0,29	1,05	1,00	322,7
33	0,351	6	0,6	1	4329,2	2,03	0,44	0,30	0,6	1	0,29	1,05	1,00	322,7
34	0,336	6	0,6	1	4512,5	1,99	0,45	0,30	0,6	1	0,28	1,06	1,00	322,7
35	0,322	6	0,6	1	4711,3	1,94	0,45	0,30	0,6	1	0,27	1,06	1,00	322,7
36	0,308	6	0,6	1	4927,3	1,90	0,45	0,30	0,6	1	0,27	1,07	1,00	322,7
37	0,293	6	0,6	1	5161,5	1,85	0,46	0,30	0,6	1	0,26	1,07	1,00	322,7
38	0,279	6	0,6	1	5412,1	1,81	0,46	0,30	0,6	1	0,26	1,08	1,00	322,7
39	0,264	6	0,6	1	5659,3	1,76	0,47	0,30	0,6	1	0,25	1,08	1,00	322,7

As tensões circunferenciais resistentes para os diferentes troços do mastro são apresentadas da Tabela 4.38 à Tabela 4.41. Juntamente com os valores dos diversos parâmetros necessários ao cálculo das tensões circunferenciais resistentes, de acordo com o descrito no capítulo 3.

Tabela 4.38 – Tensões circunferenciais resistentes para o troço 1 do mastro

<i>Troço 1</i>													
z (m)	D (mm)	C_θ	$C_{\theta s}$	ω/C_θ	$\sigma_{\theta,Rcr}$ (MPa)	α_θ	η	$\lambda_{\theta 0}$	β	λ_θ	χ	$\sigma_{\theta,Rd}$ (MPa)	
0	0,825	1,5	1,5	11,6	0,33	0,5	1	0,4	0,6	32,8	0,0005	0,15	
1	0,811	1,5	1,5	11,7	0,33	0,5	1	0,4	0,6	32,7	0,0005	0,15	
2	0,796	1,5	1,5	11,8	0,34	0,5	1	0,4	0,6	32,5	0,0005	0,15	
3	0,782	1,5	1,5	11,9	0,34	0,5	1	0,4	0,6	32,4	0,0005	0,15	
4	0,768	1,5	1,5	12,0	0,34	0,5	1	0,4	0,6	32,2	0,0005	0,16	
5	0,753	1,5	1,5	12,1	0,34	0,5	1	0,4	0,6	32,1	0,0005	0,16	
6	0,739	1,5	1,5	12,3	0,35	0,5	1	0,4	0,6	32,0	0,0005	0,16	
7	0,724	1,5	1,5	12,4	0,35	0,5	1	0,4	0,6	31,8	0,0005	0,16	
8	0,710	1,5	1,5	12,5	0,35	0,5	1	0,4	0,6	31,6	0,0005	0,16	
9	0,696	1,5	1,5	12,6	0,36	0,5	1	0,4	0,6	31,5	0,0005	0,16	
10	0,681	1,5	1,5	12,8	0,36	0,5	1	0,4	0,6	31,3	0,0005	0,16	

Tabela 4.39 – Tensões circunferenciais resistentes para o troço 2 do mastro

<i>Troço 2</i>												
z (m)	D (mm)	C_θ	$C_{\theta s}$	ω/C_θ	$\sigma_{\theta, Rcr}$ (MPa)	α_θ	η	$\lambda_{\theta 0}$	β	λ_θ	χ	$\sigma_{\theta, Rd}$ (MPa)
10	0,681	1,5	1,5	12,8	0,36	0,5	1	0,4	0,6	31,3	0,0005	0,16
11	0,667	1,5	1,5	12,9	0,37	0,5	1	0,4	0,6	31,2	0,0005	0,17
12	0,653	1,5	1,5	13,0	0,37	0,5	1	0,4	0,6	31,0	0,0005	0,17
13	0,638	1,5	1,5	13,2	0,37	0,5	1	0,4	0,6	30,8	0,0005	0,17
14	0,624	1,5	1,5	13,3	0,38	0,5	1	0,4	0,6	30,7	0,0005	0,17
15	0,609	1,5	1,5	13,5	0,38	0,5	1	0,4	0,6	30,5	0,0005	0,17
16	0,595	1,5	1,5	13,7	0,39	0,5	1	0,4	0,6	30,3	0,0005	0,18
17	0,581	1,5	1,5	13,8	0,39	0,5	1	0,4	0,6	30,1	0,0006	0,18
18	0,566	1,5	1,5	14,0	0,40	0,5	1	0,4	0,6	30,0	0,0006	0,18
19	0,552	1,5	1,5	14,2	0,40	0,5	1	0,4	0,6	29,8	0,0006	0,18
20	0,538	1,5	1,5	14,4	0,41	0,5	1	0,4	0,6	29,6	0,0006	0,18

Tabela 4.40 – Tensões circunferenciais resistentes para o troço 3 do mastro

<i>Troço 3</i>												
z (m)	D (mm)	C_θ	$C_{\theta s}$	ω/C_θ	$\sigma_{\theta, Rcr}$ (MPa)	α_θ	η	$\lambda_{\theta 0}$	β	λ_θ	χ	$\sigma_{\theta, Rd}$ (MPa)
20	0,538	1,5	1,5	16,6	0,26	0,5	1	0,4	0,6	36,8	0,0004	0,12
21	0,523	1,5	1,5	16,8	0,27	0,5	1	0,4	0,6	36,5	0,0004	0,12
22	0,509	1,5	1,5	17,1	0,27	0,5	1	0,4	0,6	36,3	0,0004	0,12
23	0,494	1,5	1,5	17,3	0,27	0,5	1	0,4	0,6	36,0	0,0004	0,12
24	0,480	1,5	1,5	17,6	0,28	0,5	1	0,4	0,6	35,8	0,0004	0,13
25	0,466	1,5	1,5	17,8	0,28	0,5	1	0,4	0,6	35,5	0,0004	0,13
26	0,451	1,5	1,5	18,1	0,29	0,5	1	0,4	0,6	35,2	0,0004	0,13
27	0,437	1,5	1,5	18,4	0,29	0,5	1	0,4	0,6	34,9	0,0004	0,13
28	0,423	1,5	1,5	18,7	0,30	0,5	1	0,4	0,6	34,7	0,0004	0,13
29	0,408	1,5	1,5	19,1	0,30	0,5	1	0,4	0,6	34,4	0,0004	0,14
30	0,394	1,5	1,5	19,4	0,31	0,5	1	0,4	0,6	34,1	0,0004	0,14

Tabela 4.41 – Tensões circunferenciais resistentes para o troço 4 do mastro

<i>Troço 4</i>												
z (m)	D (mm)	C_θ	$C_{\theta s}$	ω/C_θ	$\sigma_{\theta,Rcr}$ (MPa)	α_θ	η	$\lambda_{\theta 0}$	β	λ_θ	χ	$\sigma_{\theta,Rd}$ (MPa)
30	0,394	1,5	1,5	19,4	0,31	0,5	1	0,4	0,6	33,9	0,0004	0,14
31	0,379	1,5	1,5	19,8	0,31	0,5	1	0,4	0,6	33,6	0,0004	0,14
32	0,365	1,5	1,5	20,1	0,32	0,5	1	0,4	0,6	33,6	0,0004	0,14
33	0,351	1,5	1,5	20,6	0,32	0,5	1	0,4	0,6	33,2	0,0005	0,15
34	0,336	1,5	1,5	21,0	0,33	0,5	1	0,4	0,6	33,9	0,0005	0,15
35	0,322	1,5	1,5	21,5	0,34	0,5	1	0,4	0,6	32,5	0,0005	0,15
36	0,308	1,5	1,5	21,9	0,34	0,5	1	0,4	0,6	32,1	0,0005	0,16
37	0,293	1,5	1,5	22,5	0,35	0,5	1	0,4	0,6	31,8	0,0005	0,16
38	0,279	1,5	1,5	23,1	0,36	0,5	1	0,4	0,6	31,4	0,0005	0,16
39	0,264	1,5	1,5	23,7	0,37	0,5	1	0,4	0,6	31,0	0,0005	0,17
40	0,250	1,5	1,5	24,3	0,38	0,5	1	0,4	0,6	30,5	0,0005	0,17

As tensões tangenciais resistentes para os diferentes troços do mastro são apresentadas da Tabela 4.42 à Tabela 4.45. Juntamente com os valores dos diversos parâmetros necessários ao cálculo das tensões tangenciais resistentes, de acordo com o descrito no capítulo 3.

Tabela 4.42 – Tensões tangenciais resistentes para o troço 1 do mastro

z (m)	D (mm)	t (mm)	ω	C_τ	$\tau_{x\theta,Rcr}$ (MPa)	α_τ	$\lambda_{\tau 0}$	β	η	λ_τ	λ_p	χ	$\tau_{x\theta,Rd}$ (MPa)
0	0,825	8	17,4	1	732,1	0,50	0,40	0,6	1	0,53	1,12	0,89	166,2
1	0,811	8	17,6	1	741,8	0,50	0,40	0,6	1	0,53	1,12	0,90	166,8
2	0,796	8	17,7	1	751,8	0,50	0,40	0,6	1	0,52	1,12	0,90	167,3
3	0,782	8	17,9	1	762,2	0,50	0,40	0,6	1	0,52	1,12	0,90	167,9
4	0,768	8	18,0	1	772,9	0,50	0,40	0,6	1	0,51	1,12	0,90	168,4
5	0,753	8	18,2	1	783,9	0,50	0,40	0,6	1	0,51	1,12	0,91	169,0
6	0,739	8	18,4	1	795,3	0,50	0,40	0,6	1	0,51	1,12	0,91	169,9
7	0,724	8	18,6	1	807,1	0,50	0,40	0,6	1	0,50	1,12	0,91	170,1
8	0,710	8	18,8	1	819,4	0,50	0,40	0,6	1	0,50	1,12	0,92	170,7
9	0,696	8	19,0	1	832,0	0,50	0,40	0,6	1	0,50	1,12	0,92	171,3
10	0,681	8	19,2	1	845,2	0,50	0,40	0,6	1	0,49	1,12	0,92	171,9

Tabela 4.43 – Tensões tangenciais resistentes para o troço 2 do mastro

z (m)	D (mm)	t (mm)	ω	C_τ	$\tau_{x\theta,Rcr}$ (MPa)	α_τ	$\lambda_{\tau 0}$	β	η	λ_τ	λ_p	χ	$\tau_{x\theta,Rd}$ (MPa)
10	0,681	8	19,2	1	845,2	0,50	0,40	0,6	1	0,49	1,12	0,92	171,9
11	0,667	8	19,4	1	858,8	0,50	0,40	0,6	1	0,49	1,12	0,93	172,5
12	0,653	8	19,6	1	872,9	0,50	0,40	0,6	1	0,48	1,12	0,93	173,2
13	0,638	8	19,8	1	887,6	0,50	0,40	0,6	1	0,48	1,12	0,93	173,8
14	0,624	8	20,0	1	902,9	0,50	0,40	0,6	1	0,48	1,12	0,94	174,4
15	0,609	8	20,3	1	918,9	0,50	0,40	0,6	1	0,47	1,12	0,94	175,1
16	0,595	8	20,5	1	935,5	0,50	0,40	0,6	1	0,47	1,12	0,94	175,7
17	0,581	8	20,8	1	952,8	0,50	0,40	0,6	1	0,46	1,12	0,95	176,4
18	0,566	8	21,0	1	970,9	0,50	0,40	0,6	1	0,46	1,12	0,95	177,1
19	0,552	8	21,3	1	989,8	0,50	0,40	0,6	1	0,46	1,12	0,95	177,8
20	0,538	8	21,6	1	1009,6	0,50	0,40	0,6	1	0,45	1,12	0,96	178,5

Tabela 4.44 – Tensões tangenciais resistentes para o troço 3 do mastro

z (m)	D (mm)	t (mm)	ω	C_τ	$\tau_{x\theta,Rcr}$ (MPa)	α_τ	$\lambda_{\tau 0}$	β	η	λ_τ	λ_p	χ	$\tau_{x\theta,Rd}$ (MPa)
20	0,538	6	24,9	1	704,6	0,50	0,40	0,6	1	0,54	1,12	0,88	164,6
21	0,523	6	25,2	1	719,1	0,50	0,40	0,6	1	0,53	1,12	0,89	165,5
22	0,509	6	25,6	1	734,3	0,50	0,40	0,6	1	0,53	1,12	0,89	166,3
23	0,494	6	26,0	1	750,2	0,50	0,40	0,6	1	0,52	1,12	0,90	167,2
24	0,480	6	26,4	1	767,0	0,50	0,40	0,6	1	0,52	1,12	0,90	168,1
25	0,466	6	26,8	1	784,7	0,50	0,40	0,6	1	0,51	1,12	0,91	169,0
26	0,451	6	27,2	1	803,4	0,50	0,40	0,6	1	0,51	1,12	0,91	170,0
27	0,437	6	27,6	1	823,1	0,50	0,40	0,6	1	0,50	1,12	0,92	170,9
28	0,423	6	28,1	1	844,1	0,50	0,40	0,6	1	0,49	1,12	0,92	171,9
29	0,408	6	28,6	1	866,3	0,50	0,40	0,6	1	0,49	1,12	0,93	172,9
30	0,394	6	29,1	1	889,9	0,50	0,40	0,6	1	0,48	1,12	0,93	173,9

Tabela 4.45 – Tensões tangenciais resistentes para o troço 4 do mastro

z (m)	D (mm)	t (mm)	ω	C_τ	$\tau_{x\theta,Rcr}$ (MPa)	α_τ	$\lambda_{\tau0}$	β	η	λ_τ	λ_p	χ	$\tau_{x\theta,Rd}$ (MPa)
30	0,394	6	29,1	1	889,9	0,50	0,40	0,6	1	0,48	1,12	0,93	173,9
31	0,379	6	29,6	1	915,0	0,50	0,40	0,6	1	0,47	1,12	0,94	174,9
32	0,365	6	30,2	1	941,9	0,50	0,40	0,6	1	0,47	1,12	0,94	176,0
33	0,351	6	30,8	1	970,8	0,50	0,40	0,6	1	0,46	1,12	0,95	177,1
34	0,336	6	31,5	1	1001,7	0,50	0,40	0,6	1	0,45	1,12	0,96	178,2
35	0,322	6	32,2	1	1035,1	0,50	0,40	0,6	1	0,44	1,12	0,96	179,3
36	0,308	6	32,9	1	1071,2	0,50	0,40	0,6	1	0,44	1,12	0,97	180,5
37	0,293	6	33,7	1	1110,3	0,50	0,40	0,6	1	0,43	1,12	0,98	181,7
38	0,279	6	34,6	1	1153,0	0,50	0,40	0,6	1	0,42	1,12	0,98	183,0
39	0,264	6	35,5	1	1199,7	0,50	0,40	0,6	1	0,41	1,12	0,99	184,3
40	0,250	6	36,5	1	1251,1	0,50	0,40	0,6	1	0,40	1,12	1,00	185,6

Para verificação ao ELU de plastificação dos troços do mastro, foram determinadas, de acordo com a EN1993-1-6, a tensão equivalente de *von Mises* e a correspondente tensão resistente. A verificação ao ELU de encurvadura da casca estrutural foi realizada tendo em conta a interação entre as tensões meridionais, circunferenciais e tangenciais. Os resultados para os diferentes troços do mastro são apresentados da Tabela 4.46 à Tabela 4.49, de acordo com o descrito no capítulo 3.

Tabela 4.46 – Verificação aos ELU do troço 1 do mastro.

z (m)	$\sigma_{x,Ed}/\sigma_{x,Rd}$ (%)	$\sigma_{\theta,Ed}/\sigma_{\theta,Rd}$ (%)	$\tau_{x\theta,Ed}/\tau_{x\theta,Rd}$ (%)	$\sigma_{eq,Ed}$ (MPa)	$\sigma_{eq,Rd}$ (MPa)	$\sigma_{eq,Ed}/\sigma_{eq,Rd}$ (%)	k_x	k_θ	k_τ	k_i	Factor int. (%)
0	73,4	22,8	2,7	204,5	322,7	63,4	1,90	1,25	1,97	1,61E-07	71,5
1	71,8	22,2	2,6	200,7	322,7	62,2	1,90	1,25	1,97	1,64E-07	68,6
2	70,1	25,5	2,6	196,7	322,7	61,0	1,90	1,25	1,97	1,68E-07	69,2
3	68,4	27,2	2,6	192,6	322,7	59,7	1,90	1,25	1,98	1,72E-07	68,3
4	66,7	28,1	2,5	188,3	322,7	58,4	1,91	1,25	1,98	1,77E-07	66,7
5	64,9	28,6	2,5	183,9	322,7	57,0	1,91	1,25	1,98	1,81E-07	64,9
6	63,1	28,9	2,5	179,4	322,7	55,6	1,91	1,25	1,98	1,86E-07	62,7
7	61,3	28,9	2,4	174,8	322,7	54,2	1,91	1,25	1,98	1,91E-07	60,4
8	59,4	28,8	2,4	170,1	322,7	52,7	1,91	1,25	1,98	1,96E-07	58,0
9	57,5	28,6	2,3	165,2	322,7	51,2	1,92	1,25	1,98	2,01E-07	55,6
10	56,2	28,3	2,3	161,9	322,7	50,2	1,92	1,25	1,98	2,07E-07	53,7

Tabela 4.47 – Verificação aos ELU do troço 2 do mastro

z (m)	$\sigma_{x,Ed}/\sigma_{x,Rd}$ (%)	$\sigma_{\theta,Ed}/\sigma_{\theta,Rd}$ (%)	$\tau_{x\theta,Ed}/\tau_{x\theta,Rd}$ (%)	$\sigma_{eq,Ed}$ (MPa)	$\sigma_{eq,Rd}$ (MPa)	$\sigma_{eq,Ed}/\sigma_{eq,Rd}$ (%)	k_x	k_θ	k_τ	k_i	Factor int. (%)
10	56,2	28,3	2,3	161,9	322,7	50,2	1,92	1,25	1,98	2,07E-07	53,7
11	55,1	27,9	2,2	159,4	322,7	49,4	1,92	1,25	1,98	2,12E-07	52,1
12	54,0	27,4	2,1	156,7	322,7	48,5	1,92	1,25	1,98	2,18E-07	50,4
13	52,8	26,9	2,1	153,7	322,7	47,6	1,93	1,25	1,98	2,25E-07	48,7
14	47,9	26,4	2,0	150,5	322,7	46,6	1,98	1,25	1,98	2,68E-07	42,2
15	46,6	25,8	2,0	147,0	322,7	45,6	1,98	1,25	1,98	2,76E-07	40,4
16	45,3	25,2	1,9	143,3	322,7	44,4	1,99	1,25	1,99	2,84E-07	38,6
17	43,9	24,6	1,9	139,3	322,7	43,2	1,99	1,25	1,99	2,93E-07	36,8
18	42,4	23,9	1,8	135,1	322,7	41,9	1,99	1,25	1,99	3,02E-07	34,9
19	40,8	23,3	1,7	130,6	322,7	40,5	1,99	1,25	1,99	3,12E-07	33,0
20	39,2	22,6	1,7	125,9	322,7	39,0	2,00	1,25	1,99	3,22E-07	31,0

Tabela 4.48 – Verificação aos ELU do troço 3 do mastro

z (m)	$\sigma_{x,Ed}/\sigma_{x,Rd}$ (%)	$\sigma_{\theta,Ed}/\sigma_{\theta,Rd}$ (%)	$\tau_{x\theta,Ed}/\tau_{x\theta,Rd}$ (%)	$\sigma_{eq,Ed}$ (MPa)	$\sigma_{eq,Rd}$ (MPa)	$\sigma_{eq,Ed}/\sigma_{eq,Rd}$ (%)	k_x	k_θ	k_τ	k_i	Factor int. (%)
20	54,6	46,5	2,4	167,9	322,7	52,0	1,96	1,25	1,97	1,24E-07	68,9
21	52,2	45,0	2,4	161,3	322,7	50,0	1,97	1,25	1,97	1,29E-07	64,8
22	49,7	43,6	2,4	154,4	322,7	47,8	1,97	1,25	1,97	1,33E-07	60,7
23	47,1	42,1	2,3	147,0	322,7	45,5	1,97	1,25	1,97	1,38E-07	56,6
24	44,4	40,6	2,3	139,1	322,7	43,1	1,98	1,25	1,98	1,44E-07	52,5
25	41,6	39,0	2,2	130,9	322,7	40,6	1,98	1,25	1,98	1,50E-07	48,5
26	38,6	37,5	2,1	122,2	322,7	37,9	1,98	1,25	1,98	1,56E-07	44,6
27	35,6	36,0	2,1	113,1	322,7	35,0	1,99	1,25	1,98	1,62E-07	40,7
28	32,5	34,4	2,0	103,6	322,7	32,1	1,99	1,25	1,98	1,69E-07	37,1
29	29,3	32,9	1,9	93,8	322,7	29,1	1,99	1,25	1,98	1,76E-07	33,6
30	26,0	31,4	1,8	83,7	322,7	25,9	2,00	1,25	1,98	1,84E-07	30,3

Tabela 4.49 – Verificação aos ELU do troço 4 do mastro

z (m)	$\sigma_{x,Ed} / \sigma_{x,Rd}$ (%)	$\sigma_{\theta,Ed} / \sigma_{\theta,Rd}$ (%)	$\tau_{x\theta,Ed} / \tau_{x\theta,Rd}$ (%)	$\sigma_{eq,Ed}$ (MPa)	$\sigma_{eq,Rd}$ (MPa)	$\sigma_{eq,Ed} \sigma_{eq,Rd}$ (%)	k_x	k_θ	k_τ	k_i	Factor int. (%)
30	26,0	31,4	1,8	83,7	322,7	25,9	2,00	1,25	1,98	1,88E-07	38,8
31	22,7	29,5	1,6	73,3	322,7	22,7	2,00	1,25	1,98	1,96E-07	35,0
32	19,4	28,5	1,5	62,8	322,7	19,5	2,00	1,25	1,99	1,97E-07	32,1
33	16,2	27,0	1,3	52,3	322,7	16,2	2,00	1,25	1,99	2,05E-07	28,8
34	13,0	25,5	1,2	42,0	322,7	13,0	2,00	1,25	1,99	2,14E-07	25,8
35	9,9	24,0	1,0	31,9	322,7	9,9	2,00	1,25	1,99	2,24E-07	23,1
36	6,9	22,5	0,8	22,5	322,7	7,0	2,00	1,25	1,99	2,34E-07	20,6
37	4,3	21,0	0,6	14,0	322,7	4,4	2,00	1,25	1,99	2,46E-07	18,4
38	2,1	19,6	0,4	7,0	322,7	2,2	2,00	1,25	2,0	2,58E-07	16,4
39	0,6	18,2	0,2	2,1	322,7	0,6	2,00	1,25	2,0	2,72E-07	14,7

Uma vez que o factor de interacção é inferior a 100% para todos os elementos que constituem a estrutura, então está verificada a segurança aos ELU do mastro.

4.10.2 Determinação da carga crítica

Para o cálculo da esbelteza, foi utilizado o método de *Mendera* descrito no capítulo 3. O seu valor é apresentado na Tabela 4.50, assim como as constantes necessárias à sua determinação.

Tabela 4.50 – Esbelteza e factor de redução do mastro.

A_e (mm ²)	I_e (m ⁴)	N_{cr} (kN)	N_{pl} (kN)	$N_{b,Rd}$ (kN)	λ_e	e_{0d} (m)	ϕ	χ
12566,4	1,829E-03	592,25	4461,1	547,9	2,74	0,108	4,53	0,123

O modo de instabilidade da estrutura, δ , foi considerado proporcional a $\cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2h}\right)$, onde h é a altura da estrutura e z a cota de cada secção transversal.

A carga limite à encurvadura, incluindo o efeito de 2ª ordem, foi obtida por sucessivas tentativas de aproximação sobre a desigualdade da interacção da equação 3.43. A carga limite obtida, de modo a verificar a segurança, foi de 471 kN. Para este valor de carga, a verificação de segurança pode ser observada na Tabela 4.51.

Tabela 4.51 – Verificação de segurança através do método de *Mendera* para uma carga de 471 KN.

z (m)	$N_{c,Rd}$ (kN)	M_{Rd} (kNm)	δ	$N_{ed}/N_{c,Rd}$	$M_{Ed,II}$ (kNm)	$M_{Ed}/M_{c,Rd}$	Verif.
0	7289,4	1474,6	1,00	0,065	1113,0	0,755	82%
5	6648,1	1225,4	0,98	0,071	892,0	0,728	80%
10	6006,8	999,3	0,94	0,078	696,6	0,697	78%
15	5365,5	796,2	0,86	0,088	546,3	0,686	77%
20	3556,6	467,4	0,75	0,132	402,3	0,861	99%
25	3075,6	348,9	0,61	0,153	270,6	0,776	93%
30	2594,7	247,7	0,44	0,182	155,6	0,628	81%
35	2113,7	212,6	0,23	0,223	63,8	0,300	52%
40	1632,7	126,8	0,00	0,288	0,0	0,000	29%

4.10.3 Verificação aos ELU de acordo com a norma EN 1991-1-1

Se as classes de secção forem calculadas de acordo com a norma EN50341-1, uma vez que segundo essa norma não existem secções de Classe 4, então o mastro pode ser dimensionado de acordo com a norma EN1993-1-1.

Tabela 4.52 – Verificação ao ELU com e sem encurvadura para o troço 1 do mastro de acordo com a norma EN 1993-1-1.

<i>Troço 1</i>								
z (m)	D (m)	t (mm)	N_{Rd} (kN)	M_{Rd} (kNm)	V_{Rd} (kN)	Interacção s/encurvadura	k_{yy}	Interacção c/encurvadura
0	0,825	8	7289,4	1474,6	2679,2	59,3 %	0,93	59,6 %
1	0,811	8	7161,1	1422,9	2632,1	58,2 %	0,93	58,4 %
2	0,796	8	7032,9	1372,1	2584,9	57,1 %	0,93	57,3 %
3	0,782	8	6904,6	1322,3	2537,8	55,9 %	0,93	56,0 %
4	0,768	8	6776,4	1273,4	2490,7	54,7 %	0,93	54,8 %
5	0,753	8	6648,1	1225,4	2443,5	53,4 %	0,92	53,5 %
6	0,739	8	6519,8	1178,3	2396,4	52,2 %	0,92	52,1 %
7	0,724	8	6391,6	1132,2	2349,2	50,9 %	0,92	50,8 %
8	0,710	8	6263,3	1087,0	2302,1	49,5 %	0,92	49,4 %
9	0,696	8	6135,1	1042,7	2255,0	48,1 %	0,92	47,9 %
10	0,681	8	6006,8	999,3	2207,8	47,2 %	0,92	46,9 %

Tabela 4.53 - Verificação ao ELU com e sem encurvadura para o troço 2 do mastro de acordo com a norma EN 1993-1-1.

<i>Troço 2</i>								
<i>z</i> (m)	<i>D</i> (m)	<i>t</i> (mm)	<i>N_{Rd}</i> (kN)	<i>M_{Rd}</i> (kNm)	<i>V_{Rd}</i> (kN)	<i>Interacção</i> <i>s/encurvadura</i>	<i>k_{yy}</i>	<i>Interacção</i> <i>c/encurvadura</i>
10	0,681	8	6006,8	999,3	2207,8	47,2%	0,92	46,9 %
11	0,667	8	5878,6	956,8	2160,7	46,5%	0,92	46,1 %
12	0,653	8	5750,3	915,3	2113,5	45,7%	0,92	45,3 %
13	0,638	8	5622,1	874,7	2066,4	44,9%	0,92	44,4 %
14	0,624	8	5493,8	835,0	2019,3	44,0%	0,92	43,4 %
15	0,609	8	5365,5	796,2	1972,1	43,0%	0,92	42,3 %
16	0,595	8	5237,3	758,4	1925,0	42,0%	0,92	41,2 %
17	0,581	8	5109,0	721,5	1877,8	40,9%	0,92	40,0 %
18	0,566	8	4980,8	685,4	1830,7	39,7%	0,91	38,7 %
19	0,552	8	4852,5	650,4	1783,6	38,4%	0,91	37,4 %
20	0,538	8	4724,3	616,2	1736,4	37,1%	0,91	36,0 %

Tabela 4.54 - Verificação ao ELU com e sem encurvadura para o troço 3 do mastro de acordo com a norma EN 1993-1-1.

<i>Troço 3</i>								
<i>z</i> (m)	<i>D</i> (m)	<i>t</i> (mm)	<i>N_{Rd}</i> (kN)	<i>M_{Rd}</i> (kNm)	<i>V_{Rd}</i> (kN)	<i>Interacção</i> <i>s/encurvadura</i>	<i>k_{yy}</i>	<i>Interacção</i> <i>c/encurvadura</i>
20	0,538	6	3556,6	467,4	1307,2	48,9%	0,92	47,7%
21	0,523	6	3460,4	442,3	1271,9	47,0%	0,92	45,8%
22	0,509	6	3364,2	417,9	1236,5	45,0%	0,92	43,9%
23	0,494	6	3268,0	394,2	1201,2	42,9%	0,92	41,8%
24	0,480	6	3171,8	371,2	1165,8	40,7%	0,91	39,6%
25	0,466	6	3075,6	348,9	1130,5	38,3%	0,91	37,2%
26	0,451	6	2979,4	327,3	1095,1	35,8%	0,91	34,8%
27	0,437	6	2883,2	306,4	1059,7	33,2%	0,91	32,3%
28	0,423	6	2787,0	286,1	1024,4	30,4%	0,91	29,6%
29	0,408	6	2690,9	266,6	989,0	27,6%	0,91	26,9%
30	0,394	6	2594,7	247,7	953,7	24,6%	0,91	24,0%

Tabela 4.55 - Verificação ao ELU com e sem encurvadura para o troço 4 do mastro de acordo com a norma EN 1993-1-1.

<i>Troço 4</i>								
<i>z</i> (m)	<i>D</i> (m)	<i>t</i> (mm)	<i>N_{Rd}</i> (kN)	<i>M_{Rd}</i> (kNm)	<i>V_{Rd}</i> (kN)	<i>Int.</i> <i>s/encurvadura</i>	<i>k_{yy}</i>	<i>Int.</i> <i>c/encurvadura</i>
30	0,394	6	2594,7	247,7	953,7	24,6%	0,91	24,0%
31	0,379	6	2498,5	229,6	918,3	21,6%	0,91	21,1%
32	0,365	6	2402,3	212,1	883,0	18,6%	0,91	18,2%
33	0,351	6	2306,1	195,3	847,6	15,5%	0,91	15,2%
34	0,336	6	2209,9	232,3	812,3	9,6%	0,91	9,8%
35	0,322	6	2113,7	212,6	776,9	7,3%	0,91	7,5%
36	0,308	6	2017,5	193,6	741,5	5,2%	0,90	5,4%
37	0,293	6	1921,3	175,6	706,2	3,2%	0,90	3,5%
38	0,279	6	1825,1	158,5	670,8	1,6%	0,90	1,8%
39	0,264	6	1728,9	142,2	635,5	0,5%	0,90	0,6%

Como se pode observar da Tabela 4.52 à Tabela 4.55, o valor fornecido pelas equações de interacção é sempre inferior a 100%, logo está verificada a segurança ao ELU.

4.11 Verificação aos ELUt

Os valores limites dos parâmetros para verificação aos ELUt, segundo o EC3, devem ser objecto de acordo entre o dono da obra e o projectista. Para este exemplo, o valor limite do deslocamento considerado no topo do mastro foi de $L/150$.

Como se pode observar na Tabela 4.52, o mastro verifica a segurança aos ELUt, uma vez que o deslocamento máximo do topo do mastro não ultrapassa os 26,67 cm ($L/150$), para a combinação frequente de acções, em qualquer das 3 análises efectuadas.

Tabela 4.56 - Verificação ao ELUt para o mastro.

	<i>L/150</i>	<i>Análise</i> <i>1ª ordem</i>	<i>Análise</i> <i>P-Δ</i>	<i>Davenport</i>
<i>Deslocamento (cm)</i>	26,67	20,96	21,55	22,89

4.12 Ligações

4.12.1 Ligações por encaixe

As ligações entre os troços do mastro podem ser efectuadas ou por encaixe ou então através de flanges aparafusadas. Caso se opte por ligações por encaixe, é necessário garantir que o comprimento de encaixe L_j é, no mínimo, 1,5 vezes o diâmetro da zona de ligação. Uma vez que o fuste vai variando de secção, é essencial calcular o diâmetro de encaixe, tal como ilustrado na Figura 4.6.

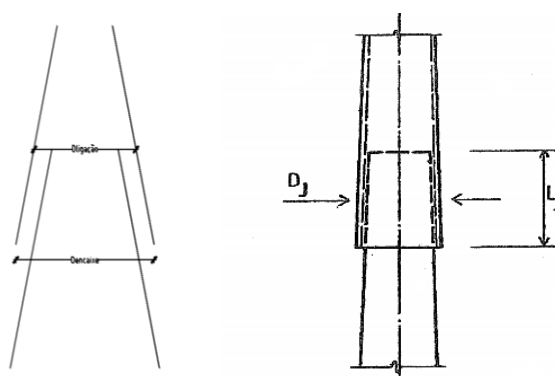


Figura 4.6 - Esquema da zona de ligação [20].

Uma vez que os comprimentos comerciais estão limitados a 12 metros de comprimento, então para o mastro de 40 metros em análise foram necessárias 3 ligações às cotas de 10, 20 e 30 metros. É de notar que deverá existir uma pequena folga de modo a que o encaixe seja possível. Neste caso a folga considerada foi de 2mm.

Os comprimentos necessários para cada ligação, L_j assim como o diâmetro de encaixe para cada perfil, são apresentados na Tabela 4.57.

Tabela 4.57 – Comprimentos de sobreposição.

z (m)	$D_{\text{ligação}}$ (m)	t (mm)	L_j (mm)	Cota encaixe (m)	D_{encaixe} (m)
10	0,685	8	1021,9	8,98	0,700
20	0,542	8/6	806,3	19,19	0,553
30	0,398	6	590,6	29,41	0,416

Na Tabela 4.58 são apresentadas as dimensões de cada troço do mastro, assim como a variação do diâmetro de cada troço, já considerando as ligações.

Tabela 4.58 – Comprimentos e diâmetros de cada troço para cada ligação por encaixe.

<i>Troço</i>	<i>L</i> (mm)	<i>D_{sup.}</i> (m)	<i>D_{inf.}</i> (m)
Troço1	10000	0,825	0,681
Troço2	11022	0,700	0,538
Troço3	10806	0,553	0,394
Troço4	10591	0,416	0,250

4.12.2 Ligações por flanges aparafusadas

Se se optar por ligações por flanges aparafusadas, é necessário calcular as forças de tracção e de corte actuantes em cada parafuso. Admitiu-se que cada ligação terá 24 parafusos de Classe 5.8. As dimensões do perfil, assim como as dimensões da flange de cada ligação, são apresentadas na Tabela 4.59. Para cada ligação são ainda apresentados os esforços de tracção e de corte actuantes, assim como a área necessária para cada parafuso de modo a que a ligação verifique a segurança aos ELU. De notar que o esforço de tracção actuante em cada parafuso foi calculado de acordo com a equação 3.84.

Tabela 4.59 - Características da ligação e esforços de dimensionamento.

<i>z</i> (m)	<i>D_{perfil}</i> (m)	<i>D_{flange}</i> (m)	<i>D_{parafuso}</i> (m)	<i>M_{Ed}</i> (kNm)	<i>N_{Ed}</i> (kN)	<i>V_{Ed}</i> (kN)	<i>N^o</i> <i>parafusos</i>	<i>F_{t,Ed}</i> (kN)	<i>F_{v,Ed}</i> (kN)	<i>A_s</i> (mm ²)
0	0,825	0,983	0,904	864,3	46,5	45,7	24	157,4	1,90	437,2
10	0,681	0,806	0,744	466,8	28,7	33,2	24	103,4	1,38	287,3
20	0,538	0,643	0,590	226,5	14,3	20,4	24	63,4	0,85	176,0
30	0,394	0,456	0,425	60,5	5,8	11,3	24	23,5	0,47	65,2

As características dos parafusos escolhidos para verificação aos ELU são apresentados na Tabela 4.60.

Tabela 4.60 - Características dos parafusos usados em cada ligação.

<i>z</i> (m)	<i>Parafusos</i>	<i>f_{ub}</i> (MPa)	<i>A_s</i> (mm ²)	<i>d_{nom}</i> (mm)	<i>d₀</i> (mm)	<i>d_m</i> (mm)	<i>e_{min}</i> (mm)
0	M30	500	561	30	33	46	39,6
10	M24	500	353	24	26	36	31,2
20	M20	500	245	20	22	30	26,4
30	M12	500	84,3	12	13	19	15,6

Onde *e_{min}* é o espaçamento mínimo necessário.

Para verificação aos ELU da ligação, verificou-se a resistência à tracção, ao corte, interacção corte e tracção, esmagamento, assim como ao efeito de punçoamento da chapa, tal como estipula a norma EN1993-1-8. Os valores de cálculo são apresentados na Tabela 4.61.

Tabela 4.61- Verificação aos ELU de cada ligação aparafusada.

z (m)	D_{perfil} (m)	$F_{t,Ed}$ (kN)	$F_{v,Ed}$ (kN)	$F_{t,Rd}$ (kN)	$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_{t,Ed}/F_{t,Rd}$ (%)	$F_{v,Ed}/F_{v,Rd}$ (%)	$F_t + F_v$ (%)
0	0,825	157,4	1,90	202,0	112,2	77,9	1,7	57,4
10	0,681	103,4	1,38	127,1	70,6	81,4	2,0	60,1
20	0,538	63,4	0,85	88,2	49,0	71,8	1,7	53,0
30	0,394	23,5	0,47	30,3	16,86	77,4	2,8	58,0

Como se pode concluir da observação da Tabela 4.61, as ligações verificam a segurança em relação aos ELU, sendo a resistência à tracção condicionante no dimensionamento dos parafusos para este exemplo. A espessura da flange mínima para cada ligação é ilustrada na Tabela 4.62.

Tabela 4.62 - Espessura da flange para cada ligação aparafusada sem *gussets*.

z (m)	b	$M_{Ed,chapa}$ (kNm)	t (mm)
0	0,108	6,2	25,5
10	0,089	3,2	20,2
20	0,070	1,7	16,4
30	0,052	0,4	8,9

Como se pode observar na Tabela 4.63, com a utilização de *gussets*, e considerando-se que os mesmos são distribuídos de forma homogénea pelo perímetro, intervalados com os parafusos, a espessura da flange pode ser reduzida.

Tabela 4.63 - Espessura da flange para cada ligação aparafusada com *gussets*.

z (m)	D_{perfil} (m)	D_{flange} (m)	b (mm)	l (mm)	l/b	$F_{t,Ed}$ (kN)	$M_{Ed,chapa}$ (kNm)	t (mm)
0	0,825	0,983	108,0	79,2	0,73	157,1	2,83	17,2
10	0,681	0,806	89,2	62,4	0,70	103,4	1,46	13,6
20	0,538	0,643	70,4	52,8	0,75	63,4	0,76	11,0
30	0,394	0,456	51,5	31,2	0,61	23,5	0,23	7,1

Foi ainda efectuada a verificação ao esmagamento da chapa para ambas as situações – com e sem *gussets*. Os resultados obtidos podem ser consultados na Tabela 4.64. Tal como se pode constatar,

em ambas as situações, o valor de resistência ao esmagamento é superior à força de corte do parafuso, estando assim verificada a segurança.

Tabela 4.64 – Verificação ao esmagamento para ligações com e sem *gussets*.

z (m)	d_0 (mm)	e_{min} (mm)	k_l	α_b	<i>s/gussets</i>		<i>c/gussets</i>		$F_{v,Ed}$ (kN)
					t (mm)	$F_{b,Rd}$ (kN)	t (mm)	$F_{b,Rd}$ (kN)	
0	33	39,6	0,98	0,4	25,5	122,4	17,2	82,6	1,90
10	26	31,2	0,98	0,4	20,2	77,5	13,6	52,2	1,38
20	22	26,4	0,98	0,4	16,4	52,4	11,0	35,2	0,85
30	13	15,6	0,98	0,4	8,9	17,2	7,1	13,6	0,47

Foi também efectuada a verificação ao punçoamento para ambas as situações – com e sem *gussets*. Os resultados obtidos podem ser consultados na Tabela 4.65. Tal como se pode constatar, em ambas as situações, o valor de resistência ao punçoamento é superior à força de tracção do parafuso, estando assim verificada a segurança.

Tabela 4.65 – Verificação ao punçoamento para ligações com e sem *gussets*.

z (m)	$F_{t,Ed}$ (kN)	<i>s/gussets</i>		<i>c/gussets</i>	
		t (mm)	$B_{p,Rd}$ (kN)	t (mm)	$B_{p,Rd}$ (kN)
0	157,4	25,5	884,4	17,2	596,6
10	103,4	20,2	548,1	13,6	369,1
20	63,4	16,4	370,2	11,0	248,8
30	23,5	8,9	128,2	7,1	101,7

No que diz respeito à ligação à base, e considerando a flange em forma de coroa circular com as dimensões indicadas na Tabela 4.66, foi possível, recorrendo a ábacos de flexão composta para secções tubulares de betão armado [33], estimar a área de aço necessária de modo a garantir a segurança. O aço considerado foi o A400NR.

Tabela 4.66 – Propriedades geométricas da flange.

D_{perfil} (m)	D_{flange} (m)	r_{perfil} (m)	r_{flange} (m)	r_{perfil}/r_{flange}
0,825	0,983	0,4125	0,4915	0,839

As tensões resistentes do betão são apresentadas na Tabela 4.69.

A área de aço obtida através da consulta do ábaco é apresentada na Tabela 4.67.

Tabela 4.67 – Área de aço mínima de modo a resistir à flexão composta.

ν	μ	ω	$A_{s,total}$ (mm ²)	N^o parafusos	A_s (mm ²)
0,015	0,294	0,79	6789	24	283

De modo a garantir a resistência à tracção, ao corte e à interacção entre os esforços de tracção e de corte, a área de aço necessária é apresentada na Tabela 4.68.

Tabela 4.68 – Área de aço mínima por parafuso de modo a verificar a segurança à tracção, ao corte e à interacção entre os esforços de tracção e de corte.

$F_{t,Ed}$ (kN)	$F_{v,Ed}$ (kN)	$A_{s,tracção}$ (mm ²)	$A_{s,corte}$ (mm ²)	$A_{s,tracção + corte}$ (mm ²)
98,5	1,90	393,1	13,7	294,5

4.13 Fundações

As fundações foram dimensionadas de acordo com o método de *Sulzberger*, descrito anteriormente. De acordo com este método, foram determinados o momento estabilizador e o momento de derrubamento para uma fundação monobloco quadrangular. O factor de segurança utilizado foi de 1,5, conservativamente, para todos os tipos de solo. As dimensões da sapata, assim como a verificação de segurança para os diferentes tipos de solo, são apresentadas na Tabela 4.70. O betão utilizado foi um betão C 20/25, cujas tensões resistentes se apresentam na Tabela 4.69.

Tabela 4.69 – Resistência do betão C20/25

<i>Betão C 20/25</i>		
$f_{ck,cilindros}$	20	MPa
$f_{ck,cubos}$	25	MPa
f_{ctm}	2,2	MPa
$f_{ctk0,05}$	1,5	MPa
f_{bd}	1,07	MPa
f_{cd}	13,33	MPa

Como se pode concluir da observação da Tabela 4.70, a verificação ao ELU da fundação para os diferentes tipos de solo foi garantida, uma vez que o momento estabilizador é superior ao

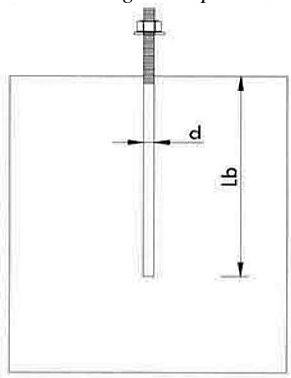
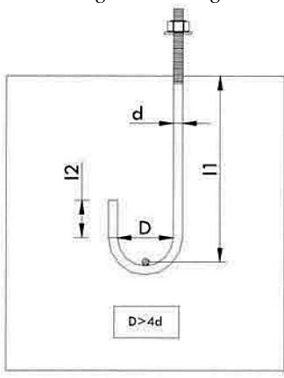
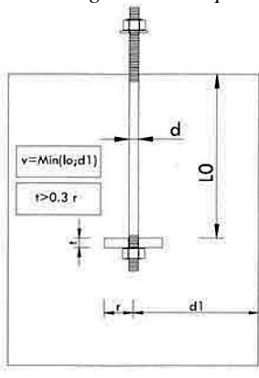
momento derrubante. O volume de betão utilizado pode variar entre $7,9\text{m}^3$ para uma argila branda e $5,6\text{m}^3$ para um solo mais duro.

Tabela 4.70 - Dimensões da sapata e verificação de segurança para os diferentes tipos de solo.

Dimensões da Sapata													
Solo Tipo	h (m)	b (m)	$V_{\text{betão}}$ (m^3)	$P_{\text{betão}}$ (kN)	P_{solo} (kN)	P_{total} (kN)	t_{ga1}	t_{ga2}	M_s (kNm)	M_b (kNm)	M_{est} (kNm)	M_{dst} (kNm)	Int. (%)
B3-Argila branda	3,5	1,5	7,9	189,0	62,1	297,6	0,0004	0,0065	1641,4	144,5	1785,8	1456,4	81,6
C1-Argila semi rígida	3,0	1,5	6,8	162,0	76,6	285,1	0,0004	0,0029	1645,4	159,7	1805,0	1433,6	79,4
C2-Argila fina seca	2,9	1,5	6,5	156,6	71,2	274,3	0,0006	0,0024	1602,5	147,3	1759,8	1429,0	81,2
D1-Argila rígida	2,7	1,5	6,1	145,8	99,2	291,5	0,0004	0,0019	1494,7	171,0	1665,8	1419,8	85,2
D2-Areia grossa	2,6	1,5	5,9	140,4	91,3	278,2	0,0004	0,0015	1485,2	167,4	1652,6	1415,3	85,6
E-Areia grossa dura	2,5	1,5	5,6	135,0	110,8	292,3	0,0004	0,0013	1475,1	178,0	1653,1	1410,7	85,3
F-Cascalho duro	2,5	1,5	5,6	135,0	162,9	344,4	0,0005	0,0016	1475,1	205,6	1680,6	1410,7	83,9

Para os diferentes tipos de ancoragem, os respectivos comprimentos são apresentados na Tabela 4.71.

Tabela 4.71 - Comprimentos necessários para cada tipo de ancoragem

Ancoragem simples		Ancoragem em bengala		Ancoragem com chapa	
					
L_b	2000 mm	L_1	1000 mm	L_0	400 mm
$F_{a,Rd}$	202,3 KN	L_2	150 KN	d_1	200 mm
$F_{t,Rd}$	202,0 KN	D	150 mm	r	50 mm
		L_b	2005 mm	t	20 mm
		$F_{a,Rd}$	202,8 KN	v	200 mm
		$F_{t,Rd}$	202,0 KN	L_b	2131 mm
				$F_{a,Rd}$	215,6 KN
				$F_{t,Rd}$	202,0 KN

Caso se considere uma ancoragem simples, o chumbadouro necessita de estar embebido a uma profundidade de 2 metros no betão para se garantir a aderência. Já no caso de ancoragem em

bengala, a profundidade exigida diminui para 1 metro. A solução que exige um menor comprimento de ancoragem é, contudo, a ancoragem com chapa. Neste caso, é apenas necessária uma profundidade de 400mm, sendo que esta solução permite, mesmo assim, uma aderência ao betão ligeiramente maior.

Capítulo 5

Considerações finais e desenvolvimentos futuros

5.1 Considerações finais

Os mastros utilizados como suporte de linhas eléctricas, torres de iluminação, antenas e equipamentos de transmissão, assim como de sistemas de recolha de dados meteorológicos, podem exibir alturas muito elevadas, apresentando-se como estruturas esbeltas e flexíveis, que, conseqüentemente, estão muito expostas à acção do vento, actuando este em praticamente todos os elementos que constituem estas estruturas.

A natureza dinâmica das pressões e dos carregamentos do vento podem fazer com que estas estruturas, geralmente muito flexíveis, e com baixo amortecimento estrutural, entrem em ressonância.

Neste sentido, constata-se que a acção do vento é preponderante nestas estruturas, e que a sua quantificação é fundamental para o cálculo estrutural dos mastros. Verifica-se, por outro lado, que a natureza aleatória, dinâmica e flutuante do vento levanta alguns problemas no que concerne à quantificação da sua acção, que apenas pode ser descrita adequadamente em termos estatísticos.

Atendendo à importância da acção do vento nos mastros metálicos é fundamental determinar qual a forma de secção ideal a usar para o caso de estruturas altas. Da análise da literatura especializada consultada no âmbito da presente dissertação, foi possível concluir que a secção circular é a menos susceptível a deslocamentos, causados principalmente pela acção da componente longitudinal da turbulência do vento sobreposta à sua velocidade média. As secções circulares estão ainda menos sujeitas a excitações por desprendimento de vórtices do que os

prismas de secção rectangular, triangular, ou outras formas de cantos vivos. Adicionalmente, a curva de encurvadura da secção tubular circular apresenta o mais baixo factor de imperfeição e, consequentemente, mais próximo da coluna ideal.

Nestas condições, observa-se que os mastros têm tendência para exhibir, no seu todo ou em algumas das suas partes, uma resposta dinâmica de ressonância significativa mediante a acção do vento, que deve ser distinguida da resposta de base flutuante a que todas as estruturas são submetidas, e que depende não apenas das velocidades instantâneas das rajadas de vento que agem ao longo da estrutura, mas também do seu registo temporal. Esta resposta torna-se preponderante quando estas estruturas apresentam frequências naturais inferiores a 1Hz e um amortecimento baixo, pelo que é aconselhável efectuar uma análise com base no espectro de *Davenport*, de modo a avaliar a resposta dinâmica face à acção do vento. No caso prático apresentado, em que o mastro apresenta frequências naturais inferiores a 1 Hz, verificou-se que, de facto, em algumas secções a resposta dinâmica é superior à resposta estática.

No âmbito do presente trabalho, foi também efectuado o cálculo da acção do vento mediante o recurso a uma análise quase-estática, prevista na norma EN1991-1-4, na qual são contemplados, ainda que de forma simplificada, os efeitos dinâmicos. Para esta análise, recorre-se a factores de resposta de rajada, que dependem de diversas variáveis, tais como a frequência fundamental da estrutura, o seu amortecimento e as características do vento. A pressão de pico é amplificada através da afectação do factor de resposta de rajada, sendo posteriormente analisada como uma acção estática.

Foi ainda possível concluir que, no que respeita aos mastros, as deformações causadas pelo carregamento não devem ser desprezadas, já que podem aumentar significativamente os esforços ao longo da estrutura. Nesse sentido, os mastros devem ser sujeitos a uma análise de 2ª ordem, facilmente efectuada com recurso a *software* adequado.

No que respeita às ligações, conclui-se que a utilização de *gussets* permite diminuir a espessura da flange, na medida em que estes possibilitam uma redistribuição de esforços na flange, reduzindo assim o seu momento de dimensionamento.

No que diz respeito à ligação à base, foi possível concluir que o dimensionamento considerando uma secção tubular de betão armado é mais económico do que estimando a força de tracção sem a consideração do betão, na medida em que os esforços de tracção obtidos são menores.

Conclui-se, igualmente, que, entre os métodos de ancoragem apresentados neste trabalho, a ancoragem com chapa é a que fornece valores de aderência ao betão mais elevados e a que exige uma menor profundidade de embebedimento dos chumbadouros.

5.2 Desenvolvimentos futuros

O progresso tecnológico registado nas últimas décadas em áreas como a informática e as telecomunicações, e o surgimento de novas preocupações no que respeita à protecção do meio ambiente, acarretam múltiplos desafios a nível das infra-estruturas.

Nesse sentido, e no que respeita especificamente aos mastros, torna-se premente assegurar a segurança e fiabilidade de estruturas cada vez mais altas, que permitam assegurar o fornecimento dos serviços desejados. Por outro lado, tendo em conta o crescimento exponencial da utilização de mastros e torres para diversos fins, como iluminação, telecomunicações, serviços meteorológicos, é cada vez mais desejável assegurar a sua multifuncionalidade, de modo a permitir a rentabilização de espaços e custos.

A título de exemplo, refira-se a Tokyo Sky Tree, em Tóquio, inaugurada a 22 de maio. Além de ser a torre de comunicações mais alta do mundo, com 634 metros de altura, esta estrutura alberga diversas centrais de rádio difusão e escritórios, para além de uma praça de restauração, uma área de compras e dois miradouros.

No que respeita às crescentes preocupações ambientais, urge encontrar soluções, no âmbito da engenharia, que permitam minimizar os impactos no meio ambiente originados pela instalação de estruturas compostas por mastros, torres e outros componentes tecnológicos. Efectivamente, não só está em causa a modificação da paisagem como a produção de ruídos e a exposição do meio ambiente e das populações a radiações de ondas electromagnéticas, assim como a elementos passíveis de contaminar os solos.

Bibliografia

- [1] Travanca, Rui Manuel Carvalho A.. Torres para radiocomunicações: patologias e dimensionamento. Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro, 2010.

- [2] Maia, Vasco M. J.. Análise e dimensionamento de torre eólica offshore: estudo paramétrico. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009.

- [3] Trein, Cristiano Augusto. Modelagem dinâmica equivalente de edifícios altos submetidos à acção do vento. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005.

- [4] Holmes, John D.. Wind loading of structures, Spon Press, London, 2001.

- [5] Bastos, Fernando J. D. C.. Comportamento aerodinâmico de estruturas esbeltas análise de efeitos de rajada Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.

- [6] Gomez, Alberto L. Z.. Controle de vibrações em edifícios submetidos à acção de cargas dinâmicas utilizando amortecedor de massa sintonizado na forma de pêndulo. vento em edifícios altos – aplicação a um caso concreto. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, 2007.

- [7] Pinheiro, Marco A. S.. Vibrações aeroelásticas em torres esbeltas. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2004.

- [8] Camarinha, Ricardo M. de M.. Apontamentos sobre a acção longitudinal do vento em edifícios altos. Instituto Superior Técnico, 2009.

- [9] Miguez, Lorena C.. Efeitos dinâmicos do vento sobre torres cilíndricas. Monografia, Universidade Católica do Salvador, 2009.
- [10] Barros, Rui C.. Dimensionamento estrutural de mastros metálicos, Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, Vol. 18, Nº3, pp. 351-365, 2002.
- [11] Ferreira, Nuno André C.. Efeito do vento em edifícios altos – aplicação a um caso concreto. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, 2008.
- [12] NP EN 1990: 2009. Eurocódigo 0 – Bases para o projecto de estruturas. Instituto Português da Qualidade, 2009.
- [13] NP EN 1991-1: 2009. Eurocódigo 1- Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. Instituto Português da Qualidade, 2009.
- [14] NP EN 1991-1-4: 2010. Eurocódigo 1- Acções em estruturas. Parte 1-4: Acções gerais. Acções do vento. Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [15] NP EN 1993-1: 2010. Eurocódigo 3- Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [16] BS EN 1993-1-6: 2007. Eurocode 3- Design of steel structures. Part 1-6: Strength and stability of shell structures. British Standards, 2007.
- [17] NP EN 1993-1-8: 2010. Eurocódigo 3- Projecto de estruturas de aço. Parte 1-8: Projecto de ligações. Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [18] BS EN 1993-3-1: 2006. Eurocode 3- Design of steel structures. Part 3-1: Towers, masts and chimneys- Towers and masts. British Standards, 2006.
- [19] CENELEC. EN 50341-1. Overhead electrical lines exceeding AC 45 Kv Part 1: General requirements- Common specifications. Brussels: CENELEC, 2001.
- [20] Simões, Rui A. D.. Manual de dimensionamento de estruturas metálicas. CMM Press, 2007.
- [21] Silva, Luís S. e Santiago, A.. Manual de ligações metálicas. CMM Press, 2003.

[22] Nunes, Hélder A. P.. Análise estrutural de uma torre tubular sob acção do vento. Tese de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2012.

[23] Lopes, Adriano A. C. e Matos, José A. C.. Dimensionamento de postes metálicos de iluminação. Trabalho apresentado em Iv Congresso Estruturas Metálicas e Mistas in Aveiro, 2003.

[24] Smith, Brian W. Communication structures. London, Thomas Telford, 2007.

[25] Antunes, António P. R. B. M. Projecto de postes e mastros tubulares. Projecto de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.

[26] Van der Tempel, J. and Lutje Schipholt, B. The slip-joint connection – Alternative connection between pile and tower. Dutch Offshore Wind Energy Converter project DOWEC, 2003.

[27] Magge, William L.. Design of steel transmission pole structures. ASCE, press 2006.

[28] Cook, Ronald A. and Bobo, Brandon J.. Design guidelines for annular base plates. Final Project Report, University of Florida, 2001.

[29] Horn, Daniel. Design of monopole bases. Technical Manual 1, Tower Numerics Inc., 2011.

[30] Bowles, John E..Foundations analysis and design, 4th Edition, McGraw-hill,1998.

[31] Maciejewski, Tadeo. Calculo de fundaciones de estructuras para líneas de transmisión de energía eléctrica con el método de Sulzberger, Sociedad de Estudios y Proyectos de Electrificación, 1994.

[32] Gonçalves, N.. Projecto de linha de média tensão, rede de baixa tensão, posto de transformação e iluminação pública. Trabalho Final de Curso, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.

[33] Lima, J. D. e Monteiro, V. e Mun M.. Betão armado esforços normais e de flexão, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1996.

[34] Hiriart D., Ochoa J. L. e García B.. Wind power spectrum measured at the san pedro mártir serra, Instituto de Astronomía Universidad Naciona Autónoma de Mexico, 2001.

Anexo

Características geométricas das secções do mastro

$Cota\ z$ (m)	D (m)	t (mm)	A (mm ²)	A_v (mm ²)	$I_x=I_y$ (m ⁴)	I_T (m ⁴)	W_{ele} (m ³)	W_{plast} (m ³)	i (mm)
0	0,825	8	23071,9	14688,0	1,92E-03	3,84E-03	4,66E-03	5,99E-03	288,5
1	0,811	8	22665,4	14429,3	1,82E-03	3,64E-03	4,49E-03	5,78E-03	283,4
2	0,796	8	22259,0	14170,5	1,72E-03	3,45E-03	4,33E-03	5,58E-03	278,4
3	0,782	8	21852,5	13911,8	1,63E-03	3,26E-03	4,17E-03	5,38E-03	273,3
4	0,768	8	21446,1	13653,0	1,54E-03	3,09E-03	4,02E-03	5,18E-03	268,3
5	0,753	8	21039,6	13394,3	1,46E-03	2,91E-03	3,87E-03	4,98E-03	263,1
6	0,739	8	20633,2	13135,5	1,37E-03	2,75E-03	3,72E-03	4,79E-03	258,0
7	0,724	8	20226,8	12876,8	1,29E-03	2,59E-03	3,57E-03	4,61E-03	252,9
8	0,710	8	19820,3	12618,0	1,22E-03	2,44E-03	3,43E-03	4,42E-03	247,9
9	0,696	8	19413,9	12359,3	1,14E-03	2,29E-03	3,29E-03	4,24E-03	242,8
10	0,681	8	19007,4	12100,5	1,07E-03	2,15E-03	3,15E-03	4,07E-03	237,7
11	0,667	8	16559,3	10542,0	8,99E-04	1,80E-03	2,70E-03	3,47E-03	233,0
12	0,653	8	16198,1	10312,0	8,41E-04	1,68E-03	2,58E-03	3,32E-03	227,9
13	0,638	8	15836,8	10082,0	7,86E-04	1,57E-03	2,46E-03	3,18E-03	222,8
14	0,624	8	15475,5	9852,0	7,34E-04	1,47E-03	2,35E-03	3,03E-03	217,7
15	0,609	8	15114,2	9622,0	6,83E-04	1,37E-03	2,24E-03	2,89E-03	212,6
16	0,595	8	14752,9	9392,0	6,36E-04	1,27E-03	2,14E-03	2,76E-03	207,6
17	0,581	8	14391,6	9162,0	5,90E-04	1,18E-03	2,03E-03	2,62E-03	202,5
18	0,566	8	14030,4	8932,0	5,47E-04	1,09E-03	1,93E-03	2,49E-03	197,4
19	0,552	8	13669,1	8702,0	5,06E-04	1,01E-03	1,83E-03	2,37E-03	192,3
20	0,538	8	13307,8	8472,0	4,66E-04	9,33E-04	1,74E-03	2,24E-03	187,2
21	0,523	6	9747,6	6205,5	3,26E-04	6,52E-04	1,25E-03	1,60E-03	182,8
22	0,509	6	9476,6	6033,0	2,99E-04	5,99E-04	1,18E-03	1,52E-03	177,8
23	0,494	6	9205,7	5860,5	2,74E-04	5,49E-04	1,11E-03	1,43E-03	172,7
24	0,480	6	8934,7	5688,0	2,51E-04	5,02E-04	1,05E-03	1,35E-03	167,6
25	0,466	6	8663,7	5515,5	2,29E-04	4,58E-04	9,83E-04	1,27E-03	162,5
26	0,451	6	8392,8	5343,0	2,08E-04	4,16E-04	9,22E-04	1,19E-03	157,4
27	0,437	6	8121,8	5170,5	1,89E-04	3,77E-04	8,63E-04	1,11E-03	152,4
28	0,423	6	7850,8	4998,0	1,70E-04	3,41E-04	8,06E-04	1,04E-03	147,3
29	0,408	6	7579,9	4825,5	1,53E-04	3,06E-04	7,51E-04	9,70E-04	142,2
30	0,394	6	7308,9	4653,0	1,37E-04	2,75E-04	6,98E-04	9,02E-04	137,1
31	0,379	6	5880,7	3743,8	1,03E-04	2,06E-04	5,43E-04	7,01E-04	132,4
32	0,365	6	5654,9	3600,0	9,16E-05	1,83E-04	5,02E-04	6,48E-04	127,3
33	0,351	6	5429,1	3456,3	8,11E-05	1,62E-04	4,63E-04	5,97E-04	122,2
34	0,336	6	5203,3	3312,5	7,14E-05	1,43E-04	4,25E-04	5,49E-04	117,1
35	0,322	6	4977,5	3168,8	6,25E-05	1,25E-04	3,88E-04	5,02E-04	112,1
36	0,308	6	4751,7	3025,0	5,44E-05	1,09E-04	3,54E-04	4,58E-04	107,0
37	0,293	6	4525,9	2881,3	4,70E-05	9,40E-05	3,21E-04	4,15E-04	101,9
38	0,279	6	4300,1	2737,5	4,03E-05	8,06E-05	2,89E-04	3,75E-04	96,8
39	0,264	6	4074,3	2593,8	3,43E-05	6,85E-05	2,59E-04	3,36E-04	91,7
40	0,250	6	3848,5	2450,0	2,89E-05	5,78E-05	2,31E-04	3,00E-04	86,6

